

Universidad Católica de Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



“COMPARACIÓN ESTRUCTURAL Y ECONÓMICA DE UN SISTEMA DE MUROS DE CONCRETO ARMADO Y UN SISTEMA DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO”

Tesis presentada por el bachiller:
Concha Tejada, José Carlos

Para optar el Título Profesional de:
Ingeniero Civil

Asesor:
MSc. Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa – Perú

2019

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

"Comparación Estructural y Económica de un sistema de
muros de concreto armado y un sistema de pórticos de concreto
armado arriostrados con perfiles de acero"

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Jose Carlos Coucho Tecedor

Nuestro DICTAMEN es:

APROBADO

OBSERVACIONES:

Arequipa, 21 de Octubre del 2019

Chavez.
COD: 1732

[Firma]
COD: 2766

[Firma]
COD: 1733

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios quien ha llenado mi vida de perseverancia, de carácter y fe, mostrándome su amor a diario y llevándome por el camino correcto.

Agradezco a la Universidad Católica de Santa María y a mis docentes por brindarme los conocimientos necesarios para impulsar mi desarrollo como profesional.

Agradezco a los ingenieros Jorge Rosas y Marco Sánchez por haber despertado en mi la curiosidad en la ingeniería estructural. Asimismo, por su confianza, amistad y el apoyo brindado.

Agradezco a los ingenieros Juan Carlos Tejada y Manuel Monroy por haberme develado la pasión por la Ingeniería Civil.

“Everything should be made as simple as possible, but not simpler”

Albert Einstein

DEDICATORIAS

A mis padres Linda Tejada y Raúl Concha por acompañarme en este largo camino,
brindándome lo mejor de sí y apoyándome en cada momento.

A mis abuelos Judith Calderón y Juan Tejada por ser una fuente de constante sabiduría, por
su engreimiento y su gran cariño.

A Flavia Collaco por haberme tolerado, comprendido y acompañado durante mi etapa
universitaria.



RESUMEN

La presente tesis comprende la comparación estructural y económica de un sistema de muros estructurales de concreto armado y un sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. Ambos sistemas estructurales son aplicados en una edificación de 10 niveles, destinada a oficinas y ubicada en la ciudad de Arequipa. El sistema de pórtico de concreto armado es arriostrado concéntricamente con perfiles tubulares circulares, tipo “X” y el sistema de muros de concreto armado tiene muros esbeltos unidos mediante vigas peraltadas.

Los sistemas han sido estructurados, dimensionados, analizados y diseñados estructuralmente bajo normas peruanas y americanas, mediante la filosofía LRFD y método de diseño basado en fuerzas.

El análisis comparativo estructural indica que el sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero presenta menor fuerza cortante dinámica y estática que el sistema de muros estructurales. Asimismo, la edificación de muros estructurales presenta menores desplazamientos laterales del centro de masa en ambos sentidos, resulta ser más rígida que la edificación de pórticos arriostrados.

Finalmente, una vez ya diseñadas las estructuras, se procedió a cuantificar el material para las partidas referentes a Estructuras. Asimismo, se calcula el costo directo de las partidas cuantificadas y se compara económicamente ambas estructuras.

El análisis comparativo de costos directos de las partidas de estructuras indica que el sistema estructural de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero presenta 5.54 % mayor costo que el sistema de muros estructurales de concreto armado.

Palabras clave:

Muros estructurales, pórticos de concreto armado arriostrados, arriostres metálicos concéntricos tubulares.

ABSTRACT

This thesis includes the structural and economic comparison between structural system of walls of reinforced concrete and structural system of reinforced concrete frame with Steel braces. Both structural systems are applied in a 10-level building, used for offices and located in Arequipa city. The structural system of reinforced concrete frame with steel braces has steel circular hollow section as concentric braces, type "X" and the system of reinforced concrete walls has slender walls joined by beams.

The systems have been structured, dimensioned, analyzed and structurally designed under Peruvian and American standards, through the LRFD philosophy and force-based design method.

The structural comparative analysis indicates that the structural system of reinforced concrete frame with steel braces has less dynamic and static shear force than the structural wall system. Likewise, the construction of structural walls has lower lateral displacements of the center of mass in both directions, it is more rigid than the construction of braced frames.

Finally, once the structures were designed, the material for the structures items was quantified. Besides, the direct cost of the quantified items is calculated and both structures are economically compared.

The comparative analysis of direct costs of structures items indicated the structural system of reinforced concrete frames with steel braces presents 5.54% higher cost than system of reinforced concrete structural walls.

Key words:

Shear walls, reinforced concrete frames braced, concentric tubular steel braces.

INTRODUCCIÓN

Recientemente en la ciudad de Arequipa se han construido edificaciones que superan los 10 niveles y se prevé que en los próximos años sea más común la construcción de este tipo de edificaciones. Estas edificaciones presentan como material base al concreto armado por ser económico, dúctil, moldeable, durable, etc.

En estas estructuras, los elementos verticales que prevalecen son los muros estructurales o también llamados muros de corte. La rigidez y el peso sísmico que existe en este tipo de sistema estructural incrementa las fuerzas sísmicas, este incremento se refleja en elementos voluminosos y en mayor área de acero de refuerzo; esto a su vez, amplifica el costo de construcción.

Es por ello, que en esta investigación se estudia una edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. Dicho sistema podría minimizar la fuerza sísmica debido a la reducción de peso sísmico, además presentaría menor rigidez, reduciendo así los esfuerzos en la estructura. Asimismo, se disminuiría el área de acero de refuerzo y el área de encofrado, influyendo de esta manera en los costos directos de la edificación.

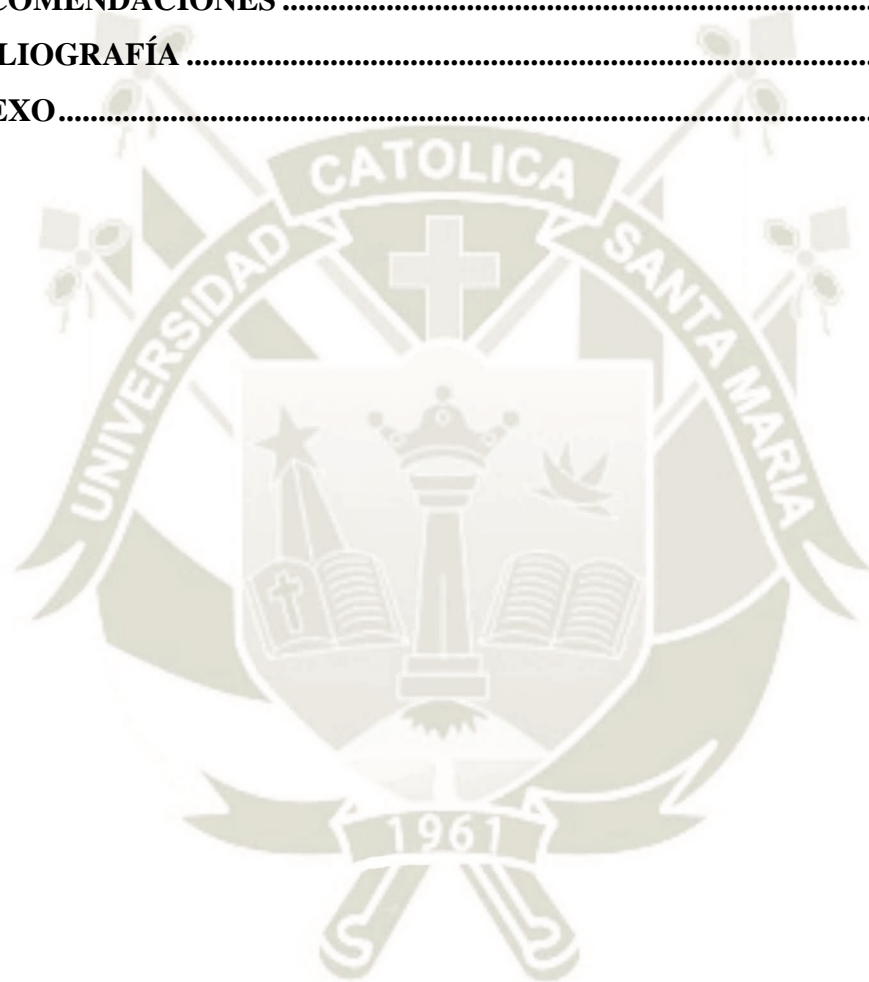
La comparación estructural y económica de un sistema de muros estructurales y un sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero aplicado a una edificación real, determinaría que sistema sería más económico en base a su comportamiento estructural.

INDICE DE CAPÍTULOS

AGRADECIMIENTOS	i
DEDICATORIAS	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
INTRODUCCIÓN	v
1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1. Planteamiento del estudio.....	1
1.2. Antecedentes	3
1.3. Hipótesis	7
1.4. Objetivos	8
1.5. Justificación de la investigación.....	8
1.6. Variables.....	9
1.7. Alcance y delimitación.....	12
1.8. Metodología de desarrollo de investigación.....	12
1.9. Características de la investigación	14
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	16
2.1. Sistema estructural de muros estructurales	16
2.2. Sistema estructural de pórticos arriostrados.....	24
2.3. Normas de diseño sismorresistente	37
2.4. Criterios de estructuración	48
2.5. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales	51
3. CAPÍTULO III: PROYECTO PARA INVESTIGACIÓN	53
3.1. Datos generales del proyecto.....	53
3.2. Características geotécnicas del sitio	57
3.3. Normas técnicas utilizadas	57
4. CAPÍTULO IV: CONSIDERACIONES DE DISEÑO	58
4.1. Materiales a emplearse	58
4.2. Cargas de gravedad	58
4.3. Cargas sísmicas	65
4.4. Idealización estructural	65

5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES	70
5.1. Análisis sísmico estático	70
5.2. Análisis sísmico dinámico modal espectral	73
6. CAPÍTULO VI: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO	89
6.1. Análisis sísmico estático	89
6.2. Análisis sísmico dinámico modal espectral	92
7. CAPÍTULO VII: COMPARACIÓN ESTRUCTURAL	103
7.1. Análisis comparativo sísmico estático	103
7.2. Análisis comparativo sísmico dinámico modal espectral	104
7.3. Análisis comparativo de distribución de reacciones	106
8. CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	109
8.1. Introducción	109
8.2. Diseño de vigueta	109
8.3. Diseño de viga	116
8.4. Diseño de columna	122
8.5. Diseño de muro estructural	128
8.6. Diseño de cimentación	134
8.7. Diseño de zapatas	135
9. CAPÍTULO IX: DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL	147
9.1. Introducción	147
9.2. Diseño de arriostres	148
9.3. Diseño de conexión soldada	157
9.4. Diseño de conexión atornillada	158
10. CAPÍTULO X: ANÁLISIS ECONÓMICO	167
10.1. Metrado del S. muros estructurales	167
10.2. Metrado del S. de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles	168
10.3. Comparación de metrados	170
10.4. Análisis de costos unitarios	173
10.5. Presupuesto de la edificación de muros estructurales	177

10.6. Presupuesto de la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero	179
10.7. Comparación de costos.....	181
11. CONCLUSIONES	183
11.1. Conclusiones Técnicas	183
11.2. Conclusiones económicas	183
12. RECOMENDACIONES	184
13. BIBLIOGRAFÍA	185
14. ANEXO.....	187



INDICE DE FIGURAS

Fig. 1-1 Sismicidad mundial de 1963 a 1988 (Kramer , 1996).....	3
Fig. 1-2 Proceso de generación de sismos según la teoría del rebote elástico (Villaverde, 2009)	4
Fig. 1-3 Mapa sísmico de Arequipa (Fuente: Instituto Geofísico del Perú)	5
Fig. 1-4 Mapa de isoaceleraciones de Arequipa, con aceleración máxima horizontal en suelo rígido con probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años (Roncal Castro, 2017).....	6
Fig. 2-1 Configuraciones de muros estructurales en edificaciones (Moehle, 2014).....	16
Fig. 2-2 Distribución de esfuerzo cortante en muros bajos (Park & Paulay, 1988)	17
Fig. 2-3 Muro de cortante en voladizo (Park & Paulay, 1988).....	18
Fig. 2-4 Pandeo lateral influenciado por grietas de tracción (Moehle, 2014).....	19
Fig. 2-5 Interacción Muro estructural – Pórtico (James G. Macgregor, 2012).....	20
Fig. 2-6 Efecto de rigidez del pórtico en iteración Muro - Pórtico (James G. Macgregor, 2012)	21
Fig. 2-7 a) Muros acoplados y b) Mecanismo de falla de muros acoplados (Moehle, 2014)..	22
Fig. 2-8 Influencia de la distribución del refuerzo en la resistencia del muro (Moehle, 2014)	23
Fig. 2-9 Armado de acero del muro confinado (Moehle, 2014)	23
Fig. 2-10 Elementos que controlan las deformaciones (DCE): (a) SMF (b) CBF (c) EBF (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)	24
Fig. 2-11 Esquema de deformación de marcos concéntricamente arriostrados (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)	25
Fig. 2-12 Tipos de configuraciones de arriostres SCBF, permitidos y no permitidos para zona sísmica (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)	26
Fig. 2-13 Deformación por pandeo flexionante (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).....	27
Fig. 2-14 Configuraciones típicas de EBF (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).....	28
Fig. 2-15 <i>Link</i> rigidizados perpendicularmente (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)	29
Fig. 2-16 Comparación de sistemas estructurales, A) EBF y B) CBF (Fuente: Elaboración propia).....	29
Fig. 2-17 Diagrama de Fuerza Axial (kgf) (Fuente: Elaboración propia)	30
Fig. 2-18 Diagrama de Fuerza Cortante (kgf) (Fuente: Elaboración propia)	31
Fig. 2-19 Diagrama de Momento Flector (kgf) (Fuente: Elaboración propia)	32
Fig. 2-20 Curva de Histéresis de arriostre sometido a carga cíclica axial (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).....	35
Fig. 2-21 Zonas sísmicas (RNE, E.030, 2018)	39
Fig. 2-22 Registro de movimiento (a) y espectro de respuesta (b) del terremoto de Loma Prieta, 1989 (Kramer , 1996)	40
Fig. 2-23 Espectro de diseño de pseudoaceleraciones indicando parámetros T_P y T_L (Fuente: Elaboración propia).....	42
Fig. 2-24 Irregularidad estructural en elevación (RNE, E.030, 2018).....	47

Fig. 2-25 Irregularidad estructural en planta (RNE, E.030, 2018)	48
Fig. 2-26 Influencia de la distribución de los arriostres (en planta y en altura) en los desplazamientos y reacciones (Bozzo & Barbat, 2000).....	50
Fig. 3-1 Planta arquitectónica típica (Fuente: Elaboración propia)	54
Fig. 3-2 Sección transversal 1-1 (Fuente: Elaboración propia)	55
Fig. 3-3 Sección transversal 2-2 (Fuente: Elaboración propia)	56
Fig. 4-1 Carga viva distribuida en el modelo para el 1er a 9no nivel de la estructura (kgf/m ²) (Fuente: Elaboración propia)	60
Fig. 4-2 Carga viva distribuida en el modelo para la azotea de la estructura (kgf/m ²) (Fuente: Elaboración propia).....	61
Fig. 4-3 Carga distribuida de piso terminado en el modelo para el 1er a 10mo nivel de la estructura (kgf/m ²) (Fuente: Elaboración propia)	63
Fig. 4-4 Carga distribuida de tabiquería de ladrillo pandereta en el modelo (kgf/m) (Fuente: Elaboración propia).....	64
Fig. 4-5 Modelo estructural del Sistema de muros de concreto armado realizado en el programa computacional ETABS 9.7.4. (Fuente: Elaboración propia).....	67
Fig. 4-6 Modelo estructural del Sistema de Pórticos de concreto armado arriostrados realizado en el programa computacional ETABS 9.7.4. (Fuente: Elaboración propia)	67
Fig. 4-7 Modelo estructural del núcleo de circulación vertical realizado en el programa computacional ETABS 9.7.4. (Fuente: Elaboración propia)	68
Fig. 4-8 Modelo de cimentación de edificación central realizado en el programa computacional SAFE 12.3.1 (Fuente: Elaboración propia)	69
Fig. 4-9 Modelo de cimentación de núcleo de circulación vertical realizado en el programa computacional SAFE 12.3.1 (Fuente: Elaboración propia)	69
Fig. 5-1 Espectro de diseño de pseudoaceleraciones inelástico (Fuente: Elaboración propia) 74	
Fig. 5-2 Casos de espectro de diseño en el sentido X-X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.).....	76
Fig. 5-3 Casos de espectro de diseño en el sentido Y-Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.).....	77
Fig. 5-4 Combinación de carga sísmica en ambos sentidos. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.).....	78
Fig. 5-5 1er modo de vibración con periodo de 1.036 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.).....	80
Fig. 5-6 2do modo de vibración con periodo de 0.949 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.).....	80
Fig. 5-7 3er modo de vibración con periodo de 0.844 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.).....	81
Fig. 5-8 Desplazamientos laterales por sismo en X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	82
Fig. 5-9 Desplazamientos laterales por sismo en Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	83

Fig. 5-10 Distorsiones por sismo en X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	84
Fig. 5-11 Distorsiones por sismo en Y.(Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	84
Fig. 5-12 Diagrama de irregularidad torsional (Fuente: Elaboración propia)	86
Fig. 6-1 Casos de espectro de diseño en el sentido X-X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	92
Fig. 6-2 Casos de espectro de diseño en el sentido Y-Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	93
Fig. 6-3 Combinación de carga sísmica en ambos sentidos. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	94
Fig. 6-4 1er modo de vibración con periodo de 1.112 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	96
Fig. 6-5 2do modo de vibración con periodo de 1.044 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	96
Fig. 6-6 3er modo de vibración con periodo de 0.799 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	97
Fig. 6-7 Desplazamientos laterales por sismo en X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	98
Fig. 6-8 Desplazamientos laterales por sismo en Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	99
Fig. 6-9 Distorsiones por sismo en X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	100
Fig. 6-10 Distorsiones por sismo en Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	100
Fig. 7-1 Distribución de fuerzas inerciales de ambos sistemas estructurales. (Fuente: Elaboración propia)	104
Fig. 7-2 Comparación de desplazamientos laterales de centro de masa. (Fuente: Elaboración propia)	106
Fig. 7-3 Esfuerzos transmitidos debido a cargas de servicio (Gravedad y sismo en X-X “DINXX”) (Fuente: Elaboración propia en SAFE 12.3.1)	107
Fig. 7-4 Esfuerzos transmitidos debido a cargas de servicio (Gravedad y sismo en Y-Y “DINY”) (Fuente: Elaboración propia en SAFE 12.3.1)	107
Fig. 8-1 Sección típica de vigueta (Fuente: Elaboración propia)	110
Fig. 8-2 Modelo de esfuerzos equivalentes de Whitney (Fuente: Elaboración propia)	111
Fig. 8-3 Carga muerta total (tonf.m) (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	113
Fig. 8-4 Carga viva total (tonf.m) (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	113
Fig. 8-5 DMF de vigueta (tonf.m) (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	114
Fig. 8-6 DFC de vigueta (tonf.) (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	114
Fig. 8-7 Fuerza cortante de diseño de vigas (RNE, E.060, 2009).	117
Fig. 8-8 Esquema de zona de confinamiento y central (RNE, E.060, 2009)	118
Fig. 8-9 Diagrama de Momento Flector (tonf.m). (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)	118
Fig. 8-10 Armado de acero longitudinal de viga V-1 (Fuente: Elaboración propia)	119
Fig. 8-11 Diagrama de fuerza cortante última de diseño. (Fuente: Elaboración propia)	121

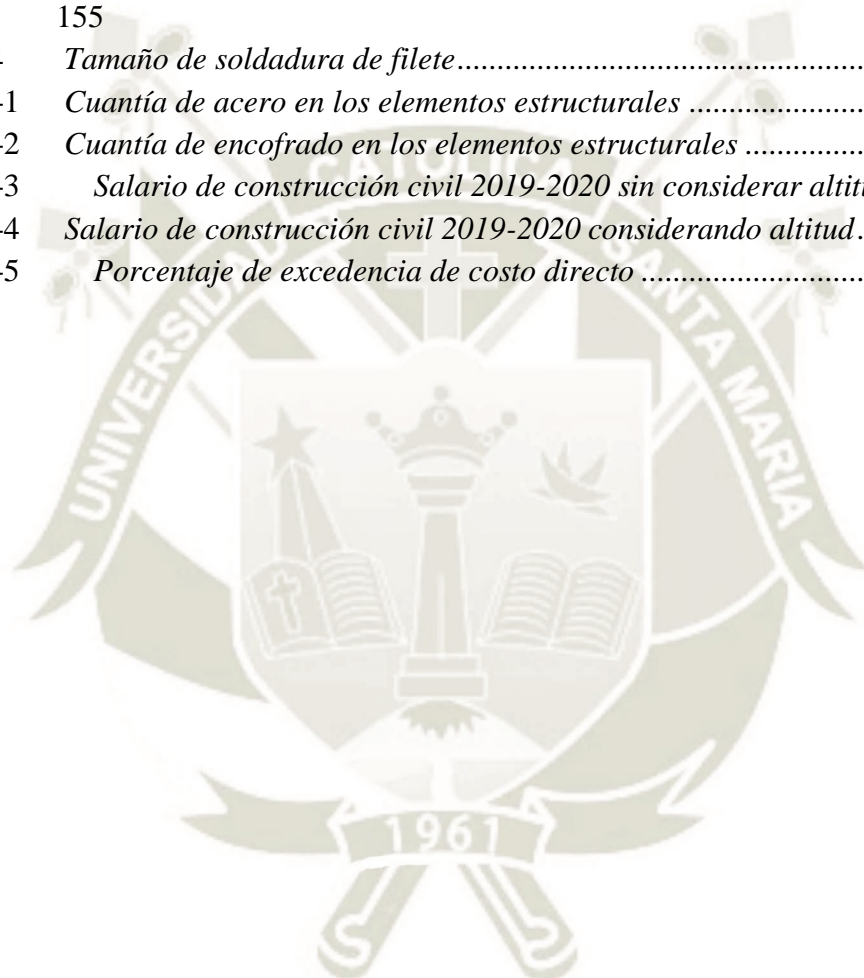
Fig. 8-12 Fuerza cortante de diseño en columnas (RNE, E.060, 2009).....	123
Fig. 8-13 Distribución de acero longitudinal. (Fuente: Elaboración propia en CSI CSI	125
Fig. 8-14 Diagrama de interacción de la columna del eje Y. (Fuente: Elaboración propia).126	
Fig. 8-15 Diagrama de interacción de la columna del eje X. (Fuente: Elaboración propia).. 126	
Fig. 8-16 Distribución de acero longitudinal. (Fuente: Elaboración propia en CSI COLUMN 9.0.1)	130
Fig. 8-17 Diagrama de interacción del muro estructural del eje Y. (Fuente: Elaboración propia).....	131
Fig. 8-18 Diagrama de interacción del muro estructural del eje X. (Fuente: Elaboración propia).....	132
Fig. 8-19 Diseño de muro estructural M3 primer nivel. (Fuente: Elaboración propia).....	134
Fig. 8-20 Distribución de presiones en el suelo (Das, 2009).....	136
Fig. 8-21 Área de corte por punzonamiento y por flexión (Nilson, Darwin, & Dolan, 2010)	137
Fig. 8-22 Valores de β en un área cargada no rectangular. (RNE, E.060, 2009).....	138
Fig. 8-23 Distribución de presiones de cargas (kgf/cm ²). (Fuente: Elaboración propia en SAFE 12.3.1)	142
Fig. 8-24 Área crítica para diseño por cortante. (Fuente: Elaboración propia)	143
Fig. 8-25 Configuración de acero de refuerzo final. (Fuente: Elaboración propia).....	146
Fig. 9-1 Longitudes efectivas de elementos a compresión. (McCormac J. C., 2002)	149
Fig. 9-2 Clasificación de elementos a compresión (McCormac J. C., 2002)	151
Fig. 9-3 Deformación no uniforme en elementos a tracción (Takeuchi, 2007).....	153
Fig. 9-4 Esquema de soldadura de filete (McCormac J. C., 2002).....	158
Fig. 9-5 Falla de conexiones atornilladas (McCormac J. C., 2002).....	159
Fig. 9-6 Esquema de pórtico de concreto armado arriostrado con perfiles de acero HSS10X.5. (Fuente: elaboración propia)	161
Fig. 9-7 Detalle 1 Conexión de arriostre y pórtico de concreto armado. (Fuente: Elaboración propia).....	162
Fig. 9-8 Corte transversal 1 de Detalle 1. (Fuente: Elaboración propia)	162
Fig. 9-9 Corte longitudinal de detalle 2. (Fuente: Elaboración propia)	163
Fig. 9-10 Detalle 2 Conexión de arriostres. (Fuente: Elaboración propia).....	163
Fig. 9-11 Detalle de pernos de anclaje. (Fuente: Elaboración propia).....	165
Fig. 10-1 Metrado de edificación de muros estructurales. (Fuente: Elaboración propia en POWERCOST).....	168
Fig. 10-2 Metrado de edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. (Fuente: Elaboración propia en POWERCOST).....	169
Fig. 10-3 Comparación de metrados en ambas edificaciones (Fuente: Elaboración propia en POWERCOST).....	171
Fig. 10-4 Partida “Muros estructurales, concreto $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ” (Fuente: Elaboración propia).....	174

Fig. 10-5 Partida “Muros estructurales, encofrado y desencofrado” (Fuente: Elaboración propia).....	175
Fig. 10-6 Partida “Muros Estructurales, acero $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ ”. (Fuente: Elaboración propia).....	175
Fig. 10-7 Partida “Suministro y habilitación de acero estructural A36” (Fuente: Elaboración propia).....	176
Fig. 10-8 Partida “Pintado de acero estructura A36” (Fuente: Elaboración propia)	176
Fig. 10-9 Partida “Instalación y montaje de acero estructural A36” (Fuente: Elaboración propia).....	177
Fig. 10-10 Presupuesto de Estructuras del S. Muros estructurales del primer al tercer nivel. (Fuente: Elaboración propia)	178
Fig. 10-11 Presupuesto de Estructuras del S. Muros estructurales del cuarto al décimo nivel. (Fuente: Elaboración propia)	179
Fig. 10-12 Presupuesto de Estructuras del S. de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero del primer al tercer nivel. (Fuente: Elaboración propia)	180
Fig. 10-13 Presupuesto de Estructuras del S. de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero del cuarto al décimo nivel. (Fuente: Elaboración propia)	181
Fig. 10-14 Comparación económica de partidas de estructuras. (Fuente: Elaboración propia)	182

INDICE DE TABLAS

Tabla 1-1	Variables e indicadores	12
Tabla 2-1	<i>Resumen de análisis del comportamiento estructural de EBF y CBF</i>	33
Tabla 2-2	<i>Resumen de desplazamientos y periodo de vibración de EBF y CBF</i>	33
Tabla 2-3	<i>Factor de zona “Z”</i>	39
Tabla 2-4	<i>Clasificación de los perfiles de suelo</i>	41
Tabla 2-5	<i>Factor de suelo “S”</i>	41
Tabla 2-6	<i>Periodos T_P y T_L según perfil de suelo</i>	42
Tabla 2-7	<i>Coeficiente básico de reducción R_O de los sistemas estructurales</i>	44
Tabla 2-8	<i>Restricciones de irregularidad según categoría y zona</i>	45
Tabla 5-1	<i>Metrado de cargas manual</i>	71
Tabla 5-2	<i>Metrado de cargas utilizando ETABS 9.7.4</i>	71
Tabla 5-3	<i>Distribución de fuerzas sísmicas</i>	73
Tabla 5-4	<i>Características de los modos de vibración</i>	78
Tabla 5-5	<i>Factor de amplificación para fuerza cortante mínima</i>	81
Tabla 5-6	<i>Análisis de irregularidad torsional - Sismo X</i>	86
Tabla 5-7	<i>Análisis de irregularidad torsional - Sismo Y</i>	87
Tabla 5-8	<i>Separación de límite de propiedad</i>	88
Tabla 6-1	<i>Metrado de cargas manual</i>	90
Tabla 6-2	<i>Metrado de cargas utilizando ETABS 9.7.4</i>	90
Tabla 6-3	<i>Distribución de fuerzas sísmicas</i>	91
Tabla 6-4	<i>Características de los modos de vibración</i>	95
Tabla 6-5	<i>Factor de amplificación para fuerza cortante mínima</i>	97
Tabla 6-6	<i>Análisis de irregularidad torsional - Sismo X</i>	101
Tabla 6-7	<i>Análisis de irregularidad torsional - Sismo Y</i>	101
Tabla 6-8	<i>Separación de límite de propiedad</i>	102
Tabla 7-1	<i>Cuadro comparativo de análisis sísmico estático</i>	103
Tabla 7-2	<i>Cuadro comparativo de análisis sísmico dinámico modal espectral</i>	104
Tabla 8-1	<i>Cuantía mínima y máxima para elementos a flexión</i>	112
Tabla 8-2	<i>Diseño por flexión momentos positivos</i>	115
Tabla 8-3	<i>Diseño por flexión momentos negativos</i>	115
Tabla 8-4	<i>Calculo de Momento nominal resistente</i>	120
Tabla 8-5	<i>Límites de envolvente de fuerza cortante</i>	120
Tabla 8-6	<i>Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica X “DINXX”</i> 124	
Tabla 8-7	<i>Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica Y “DINYY”</i> 124	
Tabla 8-8	<i>Cálculo de espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento</i>	127
Tabla 8-9	<i>Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica X “DINXX”</i> 129	

Tabla 8-10	<i>Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica Y “DINYY”</i>	129
Tabla 8-11	<i>Cálculo de espaciamiento en dirección X y Y</i>	133
Tabla 8-12	<i>Cargas de servicio de gravedad y sísmica</i>	139
Tabla 8-13	<i>Combinaciones de carga última para zapata</i>	144
Tabla 9-1	<i>Clasificación de secciones según pandeo local</i>	150
Tabla 9-2	<i>Características de Perfil HSS10x0.5</i>	154
Tabla 9-3	<i>Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica X “DINXX”</i>	155
Tabla 9-4	<i>Tamaño de soldadura de filete</i>	158
Tabla 10-1	<i>Cuantía de acero en los elementos estructurales</i>	172
Tabla 10-2	<i>Cuantía de encofrado en los elementos estructurales</i>	172
Tabla 10-3	<i>Salario de construcción civil 2019-2020 sin considerar altitud</i>	173
Tabla 10-4	<i>Salario de construcción civil 2019-2020 considerando altitud</i>	174
Tabla 10-5	<i>Porcentaje de excedencia de costo directo</i>	182



ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

Acrónimos	Significado
I_p, I_a	Factor de irregularidad en planta, altura
"UX", "UY" y "RZ"	Grado de libertad desplazamiento en "X", desplazamiento en "Y" y rotación en "Z".
%	Porcentaje
\emptyset	Factor de reducción LRFD
Δ	Desplazamiento
Δ_{avg}	<i>Average displacement</i> (Desplazamiento promedio)
a	Falla del tornillo por cortante simple
ab	Longitud equivalente de compresión de Whitney
A_b	Área nominal del perno
A_{cp2}	Área de sección transversal de concreto
A_e	Área neta
A_g	Área total o bruta del elemento
A_s	Área transversal de acero de refuerzo
A_{sh}	Área de acero de refuerzo horizontal
A_z	Área de zapata
b	Ancho de sección transversal
b_o	Perímetro de la sección crítica
C	Factor de ampliación sísmica
CBF	<i>Concentrically Braced Frame</i>
cm	Centímetro
CM, D	Carga muerta
cm^2	Centímetro cuadrado
CS	Carga sísmica
CV	Carga viva
d	Peralte efectivo
DBF	Diseño sísmico basado en fuerzas
DCE	Elementos que controlan las deformaciones
D_f	Profundidad de desplante
DFC	Diagrama de Fuerza Cortante
DINXX, DINYY	Fuerza dinámica en sentido "X" y "Y" usadas en ETABS
DMF	Diagrama de Momento Flector
EBF	<i>Eccentrically Braced Frame</i>
EMS	Estudio de mecánica de suelos
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_s	Módulo de elasticidad del acero
f_c	Resistencia de compresión del concreto
F_{cr}	Esfuerzo crítico
FS	Factor de seguridad
F_t	Resistencia nominal a la tracción
f_u	Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión

Acrónimos	Significado
F_v	Resistencia nominal al corte
F_w	Resistencia de soldadura
F_y	Límite de fluencia del acero
g	Gravedad
I_x, I_y	Momento de Inercia
k	Factor de longitud efectiva
kgf	Kilogramo fuerza
kgf/cm^2	Kilogramo por centímetro cuadrado
Klibf	Kilo libra fuerza
kN	Kilo newton
kPa	Kilo pascales
k_s	Módulo de winkler o balasto
Ksi	Kilo libra por pulgada al cuadrado
K_u	Coefficiente de cuantía
L	Carga viva debida al inmobiliario y ocupantes
L_r	Carga viva en las azoteas
LRFD	<i>Load Resistance Factor Design</i>
m^2	Metro cuadrado
m^3	Metro cúbico
mm	Milímetro
M_n	Momento resistente nominal
Mpa	Mega pascal
M_{pr}	Resistencia probable a flexión
M_u	Momento flector último
η	Número de pernos en la conexión
ϕR_n	Resistencia de diseño
p	Cuantía de acero
p_b	Cuantía balanceada
P_{cp}	Perímetro de sección transversal de concreto
PGA	Aceleración máxima del suelo (<i>Peak Ground Acceleration</i>)
plg	Pulgada
plg^2	Pulgada cuadrada
P_n	Resistencia nominal de carga axial
q_a	Capacidad portante admisible del suelo
R	Coefficiente de reducción
r	Radio de giro
R_μ	Factor de reducción por ductilidad
R_n	Resistencia nominal
R_O	Coefficiente básico de reducción
R_R	Factor de reducción por redundancia
R_S	Factor de reducción por sobrerresistencia
R_u	Resistencia requerida o última
r_x, r_y	Radio de giro

Acrónimos	Significado
s	Segundos
S	Coeficiente de factor de suelo
S/.	Soles
Sn	Carga de nieve
SPT	Ensayo de penetración estándar
S _u	Resistencia al corte en condiciones no drenadas
S _x , S _y	Módulo de sección elástico
T	Periodo fundamental de vibración
t	Espesor de la placa
t _{des}	Espesor de diseño
t _{nom}	Espesor nominal
tonf	Tonelada fuerza
tonf.m	Tonelada fuerza por metro
tonf/m ³	Tonelada fuerza por metro cúbico
Tu	Fuerza de tracción última obtenida del análisis.
V	Fuerza cortante estática en la base de la estructura
v	Módulo de poisson
V _{pr}	Cortante de diseño probable
V _s	Velocidad promedio de propagación de ondas de corte
V _u	Fuerza cortante ultima
W	Carga de viento
W ₁	Peso por longitud
Z	Factor de zona
Z _x , Z _y	Módulo de sección plástico
ε _{cu}	Deformación unitaria a compresión
ε _y	Deformación unitaria a tracción
λ	Esbeltez del arriostre
λ _c	Parámetro de esbeltez
λ _p	Parámetro de esbeltez límite para elemento compacto
λ _r	Parámetro de esbeltez límite para elemento no compacto
ρ	Cuantía de acero de refuerzo
hh	Hora Hombre
hm	Hora Máquina
%mo	Porcentaje de costo de mano de obra
Und	Unidad
ω	Índice de refuerzo

“COMPARACIÓN ESTRUCTURAL Y ECONÓMICA DE UN SISTEMA DE MUROS DE CONCRETO ARMADO Y UN SISTEMA DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO”

1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. Planteamiento del estudio

1.1.1. Identificación del problema

El elevado peligro sísmico que existe en el sur del Perú demanda el uso de sistemas estructurales sismo-resistentes. En Arequipa, el sistema estructural de muros de concreto armado es uno de los más utilizados, generando edificaciones con gran resistencia y rigidez lateral frente excitaciones sísmicas. Sin embargo, a este sistema, se le atribuyen ciertas desventajas, tales como concentración de esfuerzos y elevada fuerza sísmica.

El sistema estructural presenta mayor rigidez que un sistema de pórtico, esto se debe a la presencia de muros estructurales. No obstante, una rigidez mayor implica el incremento de carga lateral producida por el sismo, puesto que un menor periodo de vibración genera mayor aceleración espectral. La aceleración espectral incrementa directamente la fuerza cortante basal del edificio y esta a su vez influye en los esfuerzos de los elementos.

Uno de los objetivos primordiales del diseño sismo-resistente es evitar fallas frágiles que ocasionen el deterioro brusco de elementos estructurales, eludiendo así un colapso global de la estructura. La falla frágil más común en elementos de concreto armado, es la falla por cortante; un claro ejemplo se da en elementos “*frames*” (columnas y vigas) de poca longitud debido a la amplificación del esfuerzo cortante producto de la considerable rigidez flexional del elemento en comparación a otros similares de mayor longitud (Bozzo & Barbat, 2000). En muchas ocasiones, no se puede evitar el uso de elementos cortos, en su defecto se debe hacer un análisis y diseño riguroso, pero aun así existe una gran posibilidad de que estos elementos presenten fallas frágiles, no solamente compromete a la estabilidad global del sistema estructural sino también presenta un gran peligro para la seguridad de las personas. Por consiguiente, las vigas que acoplan a dos muros estructurales, expuestos a fuerzas sísmicas, tienden a fallar antes de lograr la resistencia máxima de los muros. (Park & Paulay, 1988)

El concreto armado presenta ciertas desventajas puesto que este material presenta una baja resistencia por unidad de volumen frente al acero. La relación de resistencia y peso específico

del concreto este alrededor de 0,1 a diferencia del acero que esta entre 0,5 a 2,2, dependiendo del grado de acero. (Ottazzi Pasino, 2012). Los elementos de concreto armado requieren de mayor sección para optimizar la resistencia, esto implica un aumento de peso; que conlleva directamente al incremento de fuerzas inerciales sísmicas. La necesidad de querer satisfacer los esfuerzos sísmicos en elementos de concreto armado, conlleva al incremento de resistencia y por ende a la reducción de la ductilidad de los elementos haciéndolos más vulnerables a fallas frágiles.

La excesiva rigidez que presenta el sistema de muros estructurales, no solo incrementa los esfuerzos a nivel de elementos como vigas o columnas, del mismo modo se manifiesta en los esfuerzos transmitidos hacia el suelo. Como consecuencia, el sistema de cimentación tiende a tener elementos más robustos, evitando así asentamientos diferenciales. Este incremento de reacciones no solo se debe a la concentrada rigidez en los muros, igualmente se intensifica por el peso propio de estos.

El sistema de pórticos presenta una gran flexibilidad, cuenta con gran capacidad de disipación de energía gracias a la ductilidad de sus elementos. La flexibilidad de los elementos estructurales evita la concentración de esfuerzos flectores y/o cortantes. Sin embargo, este sistema posee una baja rigidez lateral, por ello presenta grandes desplazamientos y difícilmente cumple los límites para la distorsión del entrepiso. Cabe mencionar que este sistema, presenta mejor distribución de reacciones hacia la cimentación, esto se debe a la similitud de rigidez en las columnas. No obstante, se podría optimizar este sistema con la utilización de arriostres laterales, restringiendo los desplazamientos laterales excesivos. Este sistema no es muy conocido, pues recientemente se han realizado estudios sobre su comportamiento frente a cargas estáticas y dinámicas.

En conclusión, el sistema estructural de muros puede ser diseñado para satisfacer todos los esfuerzos solicitados por cargas de gravedad y sísmicas. No obstante, esto conlleva al uso de elementos estructurales robustos e influenciaría en los costos directos. El sistema estructural de pórticos arriostrados con perfiles de acero presenta una buena resistencia a fuerzas gravitatorias y laterales. El meollo de esta investigación radica en conocer cuál de los dos sistemas se comportan estructuralmente mejor y cuál es más económico aplicado a una edificación real. Resolviendo este dilema, respaldaría el uso de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero o la prolongación del uso de muros estructurales.

1.1.2. Formulación del problema

¿Cuál de los dos sistemas estructurales (S. de muros estructurales y S. de pórticos arriostrados con perfiles de acero) tiene mejor comportamiento estructural y es más económico?

1.2. Antecedentes

1.2.1. Sismicidad en el Perú

El Perú está localizado en el noroeste de las costas de América del sur, colinda con el cinturón de fuego del pacífico, caracterizado por ser una zona de subducción y haber presentado un 80% de los terremotos más intensos en el mundo. (Villaverde, 2009). En la Fig. 1-1 se observa la actividad sísmica global registrada.

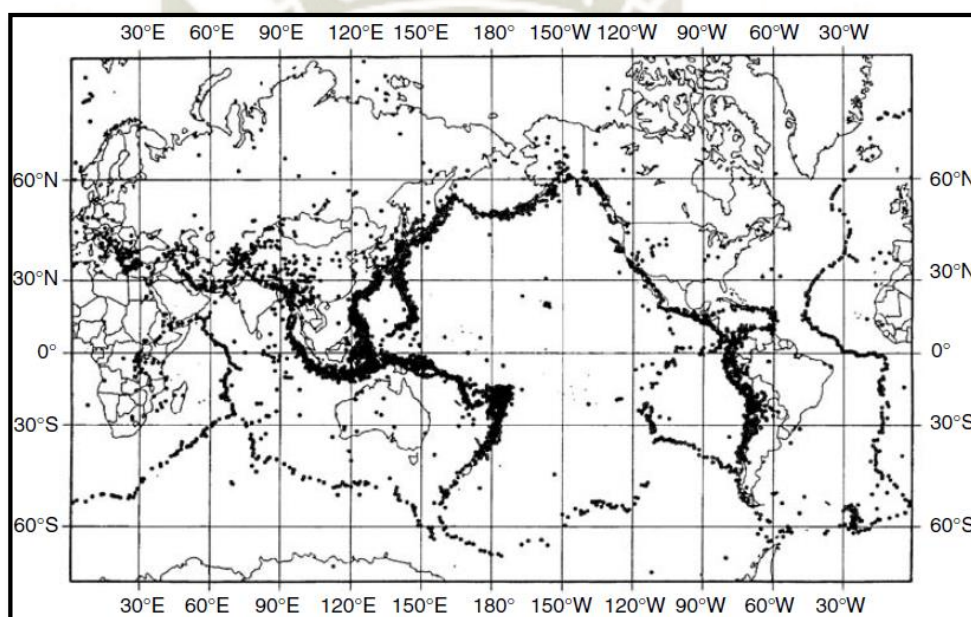
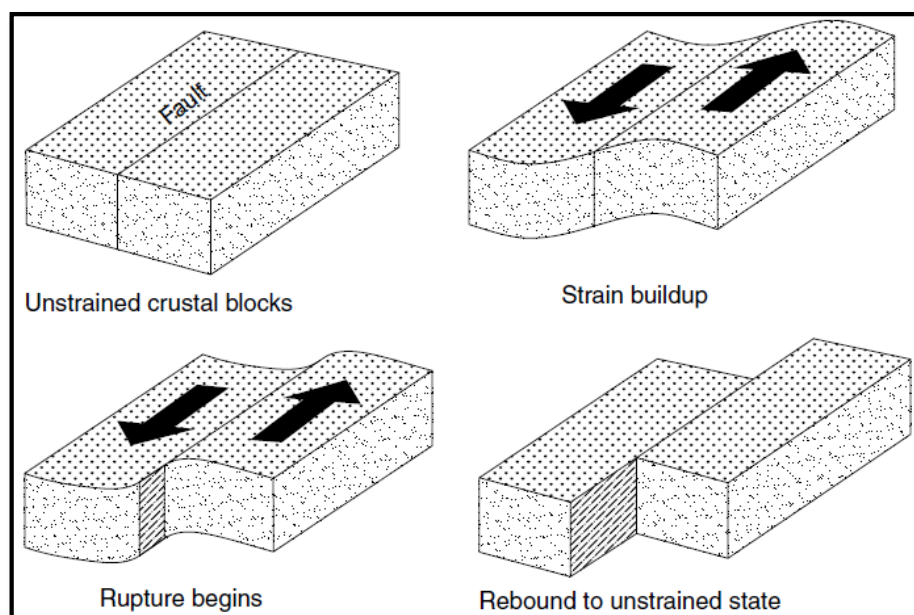


Fig. 1-1 Sismicidad mundial de 1963 a 1988 (Kramer , 1996)

El marco tectónico de la región sudamericana está controlado principalmente por el proceso de subducción entre la placa Oceánica de Nazca y la placa Sudamericana. La magnitud de colisión de estas placas se puede constatar debido a las características tectónicas que presenta el Perú como lo son; la fosa marina, la cordillera de los andes, los sistemas de fallas, la cadena volcánica y la dorsal de Nazca (Pomachagua Perez, 2000).

La teoría del rebote elástico nos dice que la interacción de subducción entre estas dos placas produce fricciones y deformaciones acumulando grandes esfuerzos, cuando la resistencia de fricción es superada, ambas placas rebotan causando perturbación que se propagan en ondas radiales, generando así los sismos, ver Fig. 1-2. Luego de haber liberado energía, las placas regresan a un estado de equilibrio (Reid, 1906).



**Fig. 1-2 Proceso de generación de sismos según la teoría del rebote elástico
(Villaverde, 2009)**

El peligro sísmico es mayor en la parte suroeste del Perú, esto se debe también a la presencia de componentes geológicos tales como la cadena volcánica y sistemas de fallas que se extienden por las regiones de Arequipa, Moquegua y Tacna, siendo Arequipa una de las ciudades que registra mayor número de seísmos de gran magnitud.

Según la distribución espacial de la actividad sísmica, los sismos se clasifican según su profundidad en superficiales, intermedios y profundos.

- Los sismos con foco superficial: Presentan profundidad menor a 60 km, generalmente se producen entre la fosa marina y el litoral Arequipeño, y también en la provincia de Caylloma sobre el sistema de fallas Huambo y Cabanaconde.
- Los sismos con foco intermedio: Presentan profundidad entre 60 y 300 km, se distribuyen en el resto de la región de Arequipa. En este territorio, no se generan sismos profundos, ver Fig. 1-3. (Bernal Esquia, 2000).

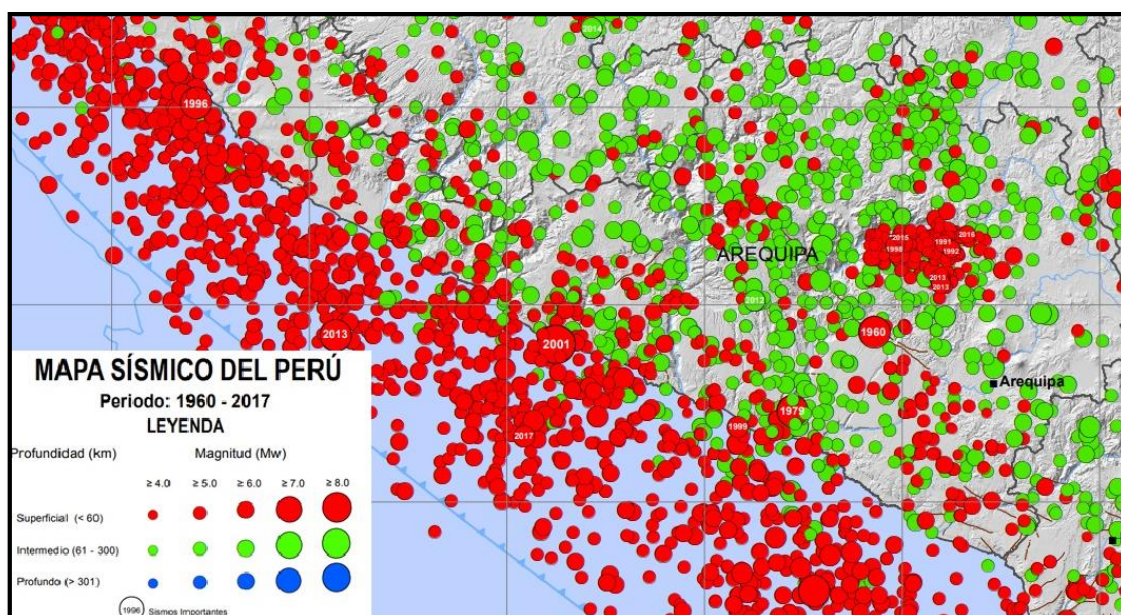


Fig. 1-3 Mapa sísmico de Arequipa (Fuente: Instituto Geofísico del Perú)

Se han realizado diversos análisis probabilísticos de peligro sísmico, que indican que la región de Arequipa puede esperar niveles de PGA (*Peak ground acceleration*) de hasta 0.54g con una probabilidad del 10% de superación dentro de un periodo de 50 años, Fig. 1-4. Mientras que la ciudad de Arequipa puede sufrir niveles de PGA de hasta 0.42g. (Roncal Castro, 2017). Otro estudio titulado “*Seismic hazard analysis of Peru*” concluye que la región de Arequipa puede esperar niveles de PGA de hasta 0.52g con la misma probabilidad de excedencia. (Sharma & Candia-Gallegos, 1992). Por lo tanto, existe una notable diferencia con lo que respecta la zonificación de la norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente”

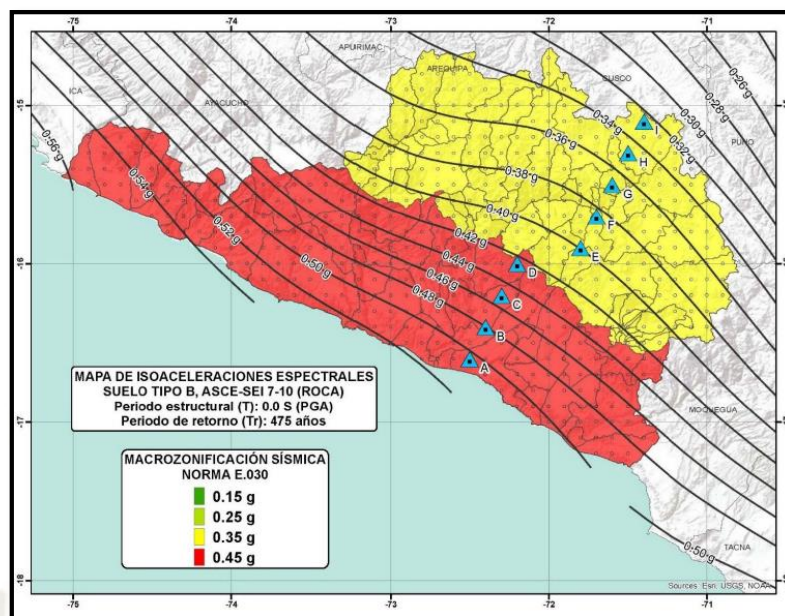


Fig. 1-4 Mapa de isoaceleraciones de Arequipa, con aceleración máxima horizontal en suelo rígido con probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años (Roncal Castro, 2017)

1.2.2. Construcciones en Arequipa

En los últimos 15 años en Arequipa, ciertas edificaciones que se han estado construyendo presentan de 10 a 15 niveles, estas edificaciones generalmente son de uso comercial, educacional (universidades) y de vivienda (departamentos). Estas construcciones, presentan el sistema de muros estructurales y/o de corte, y son construidas de concreto armado.

A inicios del 2018, en la ciudad de Arequipa se concluyó con la construcción de un edificio de 20 niveles (City Center Quimera). Este proyecto presenta 2 torres, cada una de 90 metros de altura, y se estima que su costo está alrededor de 100 millones de dólares. Este proyecto presenta un hito de partida para edificaciones de gran magnitud en la ciudad de Arequipa. Esto significa que en los próximos años existe gran posibilidad que se construyan edificios de igual o mayor índole.

Estas construcciones requerirán de nuevos materiales, técnicas y procesos para su construcción los cuales estarán obligados a satisfacer las necesidades sísmo-resistentes, pero estas edificaciones deben ser menos costosas. Es por ello que se deben mejorar o implementar los sistemas estructurales tradicionales para optimizar la respuesta sísmica y reducir el costo de la edificación.

En conclusión, el riesgo sísmico en la ciudad de Arequipa no solamente se ve incrementado por el notable peligro sísmico, sino también por el reciente incremento de construcciones de estructuras de mayor altura. La ocurrencia de un gran sismo repercutiría en pérdidas humanas y económicas. Con esta premisa, la pretensión de esta investigación es profundizar el conocimiento en sistemas estructurales híbridos desde un enfoque técnico y económico.

1.2.3. Investigaciones precedentes

- En Perú, existe la tesis “Comportamiento axial de arriostres de acero”, realizada por Ludwing Carrasco, cuyo estudio destaca los parámetros que afectan el comportamiento histerético de un arriostre; esbeltez del arriostre, condiciones de borde y forma de la sección. Además, recomienda técnicas de mejora del sistema, tal es el llenado de los arriostres tubulares con concreto expansivo, retardan el pandeo local.
- Existen investigaciones, las cuales enfatizan el aumento de resistencia sísmica de pórticos de concreto armado debido a los arriostres de acero, además destacan la influencia que tiene la conexión entre pórtico de concreto armado y arriostre. Debido a la ductilidad del acero del arriostre, el colapso del pórtico arriostrado no presenta falla frágil, es un colapso progresivo. Estas pesquisas se titulan así; “*Use of steel bracing in reinforced concrete frames*”, “*Improving behavior of reinforced concrete frames to resist progressive collapse through Steel bracings*” y “*Seismic response of RC frames with steel braces*”.

En conclusión, la presente tesis presenta información, documentos, estudios, códigos de diseño e investigaciones precedentes, lo que indica que se puede realizar este estudio en base a la información previamente indicada.

1.3. Hipótesis

Debido que el sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero tiende a reducir el peso propio de la estructura, es probable que se disminuya la cortante basal y como consecuencia decrecerían los esfuerzos en los elementos. Asimismo, no presentaría elementos muy rígidos con respecto a otros, evitando concentraciones de esfuerzos. Este sistema permitiría distribuir las reacciones de manera más uniforme, evitando asentamientos diferenciales, e implicaría elementos estructurales menos voluminosos en el sistema de cimentación. Estas cualidades traerían grandes ventajas frente a edificaciones tradicionales de muros estructurales, además existiría disminución de material que conlleva a la reducción del costo directo de la edificación.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Analizar y comparar la respuesta sísmica y costo de un sistema de muros estructurales de concreto armado y un sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero.

1.4.2. Objetivo específico

- Estructurar y Diseñar la edificación estudiada con un sistema de muros estructurales de concreto armado y un sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero.
- Calcular y comparar la cortante basal, desplazamientos, distorsiones de entre pisos de la edificación de muros estructurales de concreto armado y la edificación porticada de concreto armado arriostrado con perfiles de acero.
- Obtener y comparar las reacciones de la edificación de muros estructurales de concreto armado y la edificación porticada de concreto armado arriostrado con perfiles de acero.
- Determinar y contrastar los metrados y costo directo de las partidas de estructura de ambos sistemas estructurales.

1.5. Justificación de la investigación

La presente investigación se realizará por los siguientes motivos:

1.5.1 Justificación Técnica

Se precisará cuál de los dos sistemas es óptimo mecánicamente ante una excitación sísmica, cual distribuye mejor los esfuerzos y las reacciones, cual presenta mayor reducción de peso, mayor flexibilidad etc. Además, se tendrá un mayor entendimiento del comportamiento y diseño de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero.

1.5.2 Justificación económica

Se definirá una ventaja económica entre los dos sistemas en las partidas de estructura. La reducción de insumos implicaría una disminución de costo, generando valor al producto final (Edificio). Este beneficio sería mucho más atractivo para los inversionistas.

1.5.3 Justificación social

La comprobación de un sistema estructural mecánicamente mejor sería propuesta para su utilización en la sociedad. Se reduciría el riesgo sísmico en la localidad de Arequipa, obteniendo edificios más seguros y sismorresistentes, esto disminuiría pérdidas económicas y sobre todo pérdidas de vida. Asimismo, se reduciría el costo de inversión del material, beneficiando a los usuarios.

La demostración de la eficiencia tanto estructural como económica respaldaría el uso del sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. En su defecto favorecería la continuidad del sistema de muros estructurales en el sector de la construcción en la ciudad de Arequipa.

1.6. Variables

1.6.1. Variables independientes

➤ Sistema estructural

Conjunto de elementos estructurales (Vigas, columnas, muros, etc) cuya función es resistir cargas gravitatorias y laterales. Se representa mediante un modelo físico para obtener parámetros de diseño y análisis. Presenta los siguientes indicadores:

- **S. de muros estructurales de concreto armado**

Sistema de concreto armado en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales de corte sobre los que actúa por lo menos al 70% de la fuerza cortante en la base. (RNE, E.030, 2018)

- **S. pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero**

Las vigas presentan una significativa capacidad de deformación inelástica en zona de flexión, las columnas presentan mayor rigidez y resistencia que las vigas. Los arriostres presentan una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción. Este sistema deberá resistir no más de 60% de la fuerza cortante en la base en cada dirección. (ASCE/SEI 7-16, 2016)

1.6.2. Variables dependientes

➤ Comportamiento estructural sismorresistente

Conducta o reacción del sistema estructural frente a una acción sísmica. Presenta los siguientes indicadores.

- **Coefficiente de reducción básica**

Factor que reduce la fuerza sísmica de diseño en la estructura, reduciendo la resistencia de la estructura, evitando que en cargas últimas la estructura se comporte de manera elástica. Este factor permite edificaciones más económicas e incita que las estructuras incurran en su rango inelástico. Este factor es diferente en cada sistema estructural, dependiendo de las siguientes características (ATC 19, 1995):

- Factor de reducción por sobrerresistencia (R_s)
- Factor de reducción por ductilidad (R_μ)
- Factor de reducción por redundancia (R_R)

- **Peso sísmico de la estructura**

Adiciona el peso o carga permanente total con un porcentaje de la carga viva o sobrecarga. El porcentaje dependerá de la categoría de la edificación. (RNE, E.030, 2018)

- **Cortante basal**

Fuerza lateral máxima calculada en la base de la estructura, como consecuencia de las fuerzas inerciales en un sistema de N-grados de libertad debido a la aceleración del suelo. Existe una cortante estática y dinámica. Los parámetros para obtener la cortante basal máxima se encuentra en la norma E030 “Diseño sismorresistente”.

- **Desplazamiento lateral**

Desplazamiento que sufre una estructural debido a una fuerza horizontal excitadora.

- **Distorsión del entrepiso (Deriva)**

Desplazamiento relativo de entrepiso, se calcula dividiendo la diferencia de desplazamiento lateral de niveles consecutivos entre la diferencia de altura de los niveles analizados.

- **Periodo fundamental de vibración**

Tiempo transcurrido en el cual el sistema se encuentra exactamente en el mismo estado (Posición, velocidad y aceleración). Este valor depende de características intrínsecas de la estructura, tales como amortiguamiento, rigidez y masa.

- **Momentos flectores**

Momento de fuerza resultante que tiende a flexionar a un elemento en sentido perpendicular a su eje longitudinal.

- **Fuerza cortante**

Fuerza perpendicular o transversal a un elemento, tiende a cizallarlo.

- **Fuerza axial**

Fuerza que actúa sobre un objeto en dirección de su eje longitudinal. Pueden ser de tracción o compresión.

- **Reacciones (Base)**

Fuerzas y momentos de fuerzas debido a cargas sísmicas y gravitaciones transmitidos a la base de la estructura.

➤ **Costo directo de la estructura**

Suma de los costos de materiales, mano de obra (Incluyendo leyes sociales), equipos, herramientas y todos los elementos para la ejecución de una obra. (CAPECO, 2003).

Presenta los siguientes indicadores:

- **Metrado de material**

Cuantificación de material o cantidad de obra a realizar. El metrado se obtiene de la medición del material en el plano estructural, arquitectónico, eléctrico o sanitario. (CAPECO, 2003)

- **Costo de partidas**

Costo de una actividad o trabajo en la cual involucra materiales, herramientas, mano de obra y equipos empleados para la producción de un bien (obra).

1.6.3. Variable interviniente

➤ **Propiedades mecánicas de materiales**

Cualidades propias de los materiales, que describen el comportamiento de un material al aplicarle fuerzas exteriores.

- **Resistencia del concreto**

Resistencia a la compresión simple del concreto, capacidad de resistir una carga por unidad de área, es la principal característica de este material.

- **Grado de acero estructural**

Factor que indica la calidad y resistencia del acero, tanto de las barras corrugadas y los perfiles. Generalmente en Perú, para las barras corrugadas se utiliza grado 60 y para los perfiles grado 36.

En la Tabla 1-1 , se resumen los tipos de variables a utilizarse en esta investigación.

Tabla 1-1
Variables e indicadores

Variables		Indicador	Medición
Independiente	Sistema estructural	S. muros estructurales de concreto armado.	%
		S. pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero	%
Dependiente	Comportamiento estructural sismorresistente	Factor de reducción básica	Adimensional
		Peso sísmico de la estructura	Tonf
		Cortante basal (Estática y dinámica)	Tonf
		Desplazamiento lateral	cm
		Distorsión del entrepiso (Deriva)	Adimensional
		Periodo fundamental de vibración	s
		Momentos flectores (elementos)	Ton.m.
		Fuerza cortante (elementos)	Tonf
		Fuerza axial (elementos)	Tonf, klbf
		Reacciones (Base)	Tonf, Tonf.m
	Costo directo de la estructura	Metrado de material	m ³ , m ² ,kgf
		Costo de partidas	S/.
Interviniente	Propiedades mecánicas de materiales	Resistencia del concreto	kgf/cm ²
		Grado del acero estructural	Grado

Fuente: Elaboración propia

1.7. Alcance y delimitación

La presente investigación se limita a diseñar y analizar la respuesta sísmica de dos sistemas estructurales; un sistema de muros estructurales de concreto armado y sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. El estudio sísmico se basará en un análisis estático y dinámico modal espectral, la estructura se analizará en su rango elástico de primer orden. La comparación de estos dos sistemas incluirá un análisis comparativo de costos directos de las partidas de estructura. La edificación para el análisis y diseño será un edificio de uso de oficinas, ubicado en el distrito de Arequipa, ciudad de Arequipa.

1.8. Metodología de desarrollo de investigación

La metodología para el desarrollo de la presente investigación tendrá las siguientes actividades:

➤ Actividad 1: Recopilación y revisión de información

Se recopilará información de fuentes fidedignas sobre sistemas de muros estructurales y sistemas de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. Esta información incluirá tanto el análisis y diseño estructural, como información de costos directos. La información más relevante será resumida e incluida en el marco teórico. Esta actividad también incluye, la recopilación de información del proyecto que se utilizará como muestra de esta investigación. La información asociada al proyecto será los planos arquitectónicos, memoria descriptiva y el estudio de mecánica de suelos (EMS).

➤ **Actividad 2: Estructuración, pre-dimensionamiento y modelado de estructuras**

Se realizará la estructuración de ambos sistemas estructurales en base a los criterios de estructuración y pre-dimensionamiento de elementos. Se utilizará los planos arquitectónicos, modificando en lo más mínimo los componentes arquitectónicos. La estructuración y pre-dimensionamiento de los elementos estructurales será proyectado en el modelo estructural. El modelado estará asistido por los programas computacionales ETABS 9.7.4 y SAFE 12.3.1.

➤ **Actividad 3: Análisis y diseño de estructuras**

El análisis de ambas estructuras se realizará en el rango elástico y de primer orden. Las estructuras serán sometidas a cargas de gravedad y sísmicas, se excluye cargas eólicas. Se analizará las estructuras afectadas por cargas sísmicas a fin de cumplir los parámetros límites sísmicos impuestos por la norma E030. El método de análisis y diseño a utilizarse será el Diseño sísmico Basado en Fuerzas (DBF).

El diseño de estructuras comprende el diseño de los elementos estructurales de ambas edificaciones, incluye el diseño del sistema de cimentación. El diseño de elementos estructurales comprende el diseño por cargas últimas, obtenidas de las combinaciones impuestas por la metodología LRFD.

Para el análisis estructural se utilizará ETABS 9.7.4 y SAFE 12.3.1; para el diseño de elementos estructurales se utilizará hojas de cálculo EXCEL, CSI COLUMN 9.0.1. El diseño de elementos estructurales será plasmado en planos estructurales.

➤ **Actividad 4: Análisis comparativo del comportamiento estructural de estructuras**

Se comparará parámetros estructurales de ambas estructuras. En estos parámetros se incluye distribución de reacciones, peso sísmico, aceleración, cortante basal, desplazamientos, derivas de entrepiso y periodo de vibración.

➤ **Actividad 5: Análisis comparativo económico de estructuras**

En esta actividad se procede a la cuantificación de material de las partidas involucradas de estructura de ambos sistemas estructurales. Asimismo, se realizará una comparación de costos directos.

Para esta actividad se utilizará hojas de cálculo Excel, tanto para la cuantificación de material como para el cálculo de costos directos.

➤ **Actividad 6: Conclusiones y recomendaciones**

Se concluirá cuál de las dos estructuras presenta costos directos menores y se comentará sobre el comportamiento estructural de ambos sistemas estructurales.

1.9. Características de la investigación

1.9.1. Tipo de investigación

Esta investigación se clasificará de la siguiente manera; según los datos a analizarse, esta investigación es cuantitativa; según la metodología para demostrar la hipótesis tiene carácter descriptivo y explicativo.

1.9.2. Universo y Muestra

El universo está constituido por las estructuras con un sistema estructural de muros estructurales de concreto armado y pórticos de concreto armado arriostrados por perfiles de acero. Para esta investigación la muestra será una edificación de 11 niveles y está destinado al uso de oficinas. Está ubicada en el distrito Arequipa, provincia y región de Arequipa.

1.9.3. Técnicas de procesamiento y recolección de datos

- **Análisis de contenido:** Consulta bibliográfica fidedigna de la documentación o información referente a las variables de estudio. Se debe verificar el carácter verídico de las fuentes.
- **Recolección de datos:** Se utilizará softwares confiables para la obtención, procesamiento y análisis de datos.

1.9.4. Instrumentos de recolección de datos

Los softwares utilizados para el análisis y recopilación de datos son:

- **AUTOCAD:** Se utilizará para el dibujo de planos y gráficos; y para la cuantificación de material.

- CSI COLUM 9.0.1: Se utilizará para el análisis de elementos estructurales sometidos a flexo-compresión (columnas y muros).
- EXCEL 2013: Se utilizará pplantillas de diseño de elementos estructurales y para la cuantificación de material.
- ETABS V9.7.4.: Se utilizará para el análisis lineal estructural de las edificaciones.
- SAFE 12.3.1: Se utilizará para el análisis del sistema de cimentación de las edificaciones.
- POWERCOST PRESUPUESTOS V4 2018: Se utilizará para el análisis de costo directo de partidas de estructuras.



2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Sistema estructural de muros estructurales

2.1.1. Definición y generalidades

Los muros estructurales son elementos que resisten esfuerzos combinados de cortante, flexión y axial. Aportan gran rigidez a las estructuras, controlan desplazamientos laterales y distorsiones de entre pisos (Derivas), además reduce responsabilidad sísmica en columnas. La ventaja de estos elementos es la pérdida mínima de rigidez y resistencia frente a excitaciones sísmicas. (Moehle, 2014). Una óptima distribución de muros estructurales de manera simétrica en una edificación permitiría un óptimo comportamiento estructural, resistiría eficientemente cargas verticales y laterales; y sería económico. (McCormac & Brown, 2011).

Los muros estructurales presentan diferentes configuraciones en las edificaciones, siendo los más comunes:

- Muros estructurales Bajos
- Muros estructurales esbeltos
- Muro estructural-Pórtico
- Muros estructurales acoplados

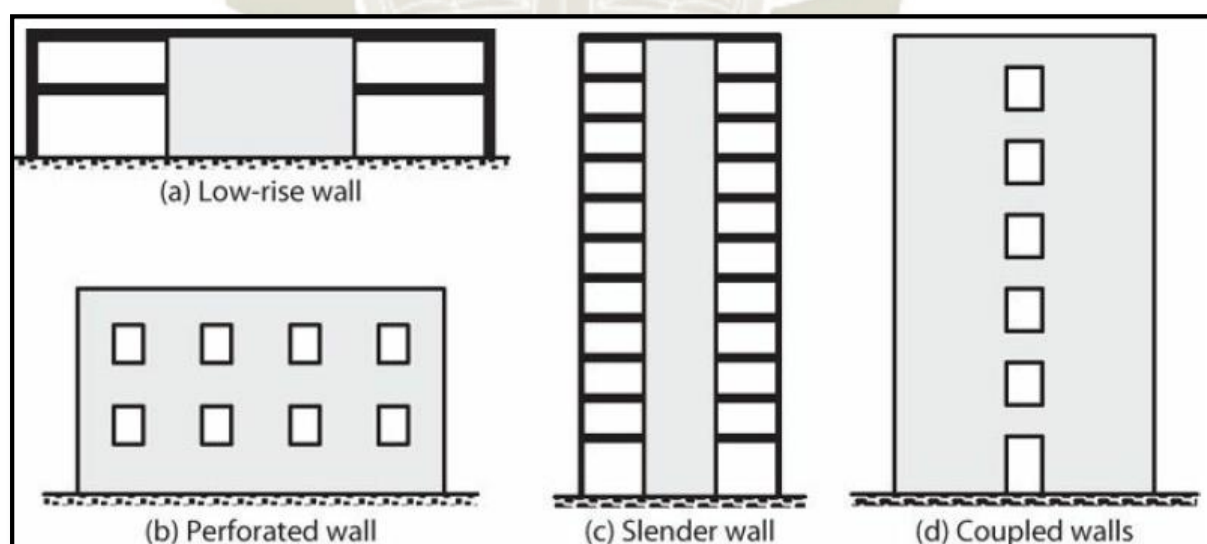


Fig. 2-1 Configuraciones de muros estructurales en edificaciones (Moehle, 2014)

2.1.2. Tipos de muros estructurales y mecanismos de falla

Los muros estructurales se dimensionan y diseñan para controlar los desplazamientos excesivos y distorsiones de entre piso. Asimismo, se adapta a la estructuración para satisfacer

requerimientos arquitectónicos. Por ello para satisfacer ambos requerimientos, tanto estructural como arquitectónico, se generan diferentes configuraciones de muros estructurales dentro de una misma edificación. Las configuraciones usuales se detallan a continuación:

- **Muros estructurales bajos:** Los muros estructurales bajos presentan una relación de altura y longitud igual o menor que dos. (Wight & MacGregor, 2012). Estos muros están sometidos mayormente o en su totalidad a esfuerzos de corte, por lo que la demanda de acero a flexión es mínima, además su brazo de palanca es relativamente grande. Se recomienda distribuir el acero a flexión de manera uniforme sin colocar núcleos confinados en los extremos. Generalmente presentan cargas verticales de compresión muy pequeñas, se debe despreciar su efecto en el aumento de resistencia a la cortante. No existe una gran pérdida de ductilidad de estos elementos cuando son sometidos a fuerzas sísmicas, porque puede absorber esfuerzos sin incurrir en el rango inelástico y el bajo contenido de acero de refuerzo incrementa la ductilidad. (Park & Paulay, 1988). Los muros bajos presentan gran rigidez impidiendo el desarrollo de un arco a flexión. El patrón de grietas generadas debido a fuerzas sísmicas revela la necesidad de estribos. La descomposición de la fuerza vertical sísmica implica refuerzo horizontal para resistir esfuerzo cortante y refuerzo vertical para resistir esfuerzos de compresión. En la Fig. 2-2 se aprecia la descomposición de la fuerza cortante vertical en un muro bajo.

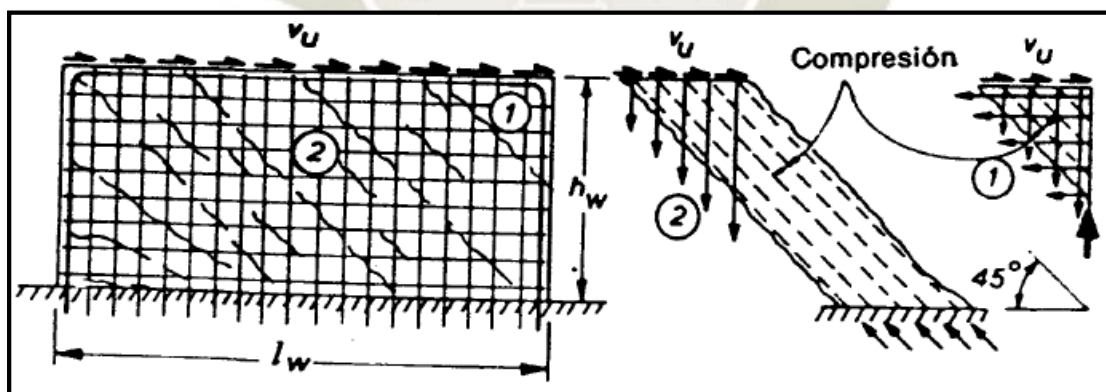


Fig. 2-2 Distribución de esfuerzo cortante en muros bajos (Park & Paulay, 1988)

- **Muros estructurales esbeltos:** Los muros estructurales esbeltos tienen una relación de altura y longitud mayor a dos. Este tipo de muro presenta comportamiento semejante al de una viga peraltada empotrada (ancho pequeño) sujeto a deformaciones por cortante y de deflexión, ver Fig. 2-3. Debido al ancho pequeño puede ocurrir un problema de inestabilidad generándose pandeo lateral por la actuación de fuerzas de compresión

(Fuerzas de gravedad y sísmicas). Sin embargo, las losas que actúan como diafragma rígido¹ que arriostran lateralmente al muro, por ello la longitud crítica de pandeo es la altura de piso. (Park & Paulay, 1988)

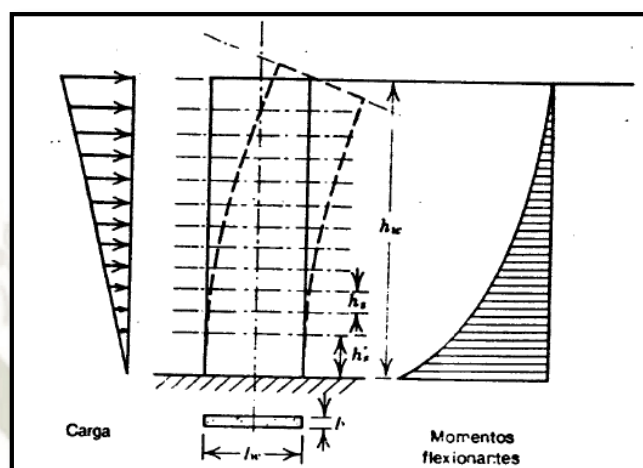


Fig. 2-3 Muro de cortante en voladizo (Park & Paulay, 1988)

Un muro estructural esbelto está sometido a fuerzas de compresión debido a cargas de gravedad e incrementadas por cargas sísmicas. Los muros estructurales esbeltos sometidos a cargas sísmicas presentan la rótula plástica en su parte inferior, generándose las primeras grietas en la zona de tracción, reduciendo su área efectiva y por ende su rigidez, ver Fig. 2-4. Por la inversión de momentos producida por la carga cíclica sísmica; La zona opuesta que previamente soportó esfuerzos de compresión, también es afectada por grietas generadas por esfuerzos de tracción. Por consiguiente, un muro estructural sometido a fuerzas sísmicas es más susceptible al pandeo lateral, no solo por el daño ocasionado (pérdida progresiva de rigidez), sino también por el incremento de fuerzas en compresión por la acción sísmica. (Moehle, 2014)

¹ Diafragma rígido: Elemento horizontal que transmite las fuerzas inerciales a los elementos de resistencia sísmica. Permite desplazamiento horizontal uniforme a los elementos verticales.

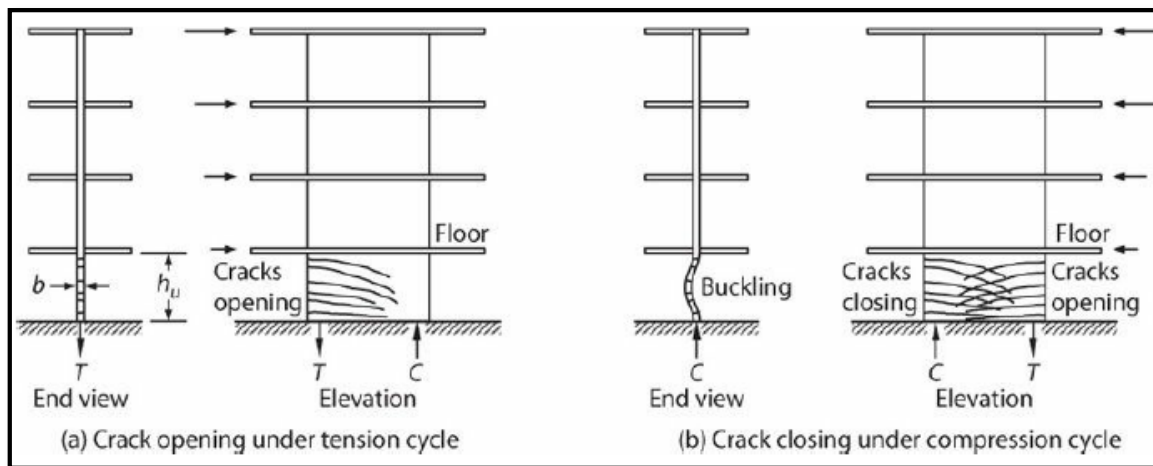


Fig. 2-4 Pandeo lateral influenciado por grietas de tracción (Moehle, 2014)

- Muro estructural-Pórtico: Las edificaciones regularmente están conformadas por sistemas estructurales duales, siendo los pórticos y los muros estructurales los sistemas más combinados. Los pórticos son sistemas estructurales que presentan gran flexibilidad y una baja rigidez lateral, mientras que los muros estructurales presentan rigidez y carecen de flexibilidad, generando así una complementación. Sin embargo, la interacción de muros estructurales y pórticos, debido a la discrepancia estructural (incompatibilidad de rigidez), generan concentración de esfuerzos en elementos verticales de conexión (vigas), ocasionando súbitamente rotulas plásticas, ver Fig. 2-5. En muchas ocasiones, en un análisis dinámico elástico se generan grandes esfuerzos de cortante y flexión, incitando al diseñador proveer mayor resistencia al elemento. Sin embargo, dotar de mayor resistencia a un elemento estructural, induce pérdida en la ductilidad, incitando fallas frágiles. (Bozzo & Barbat, 2000)

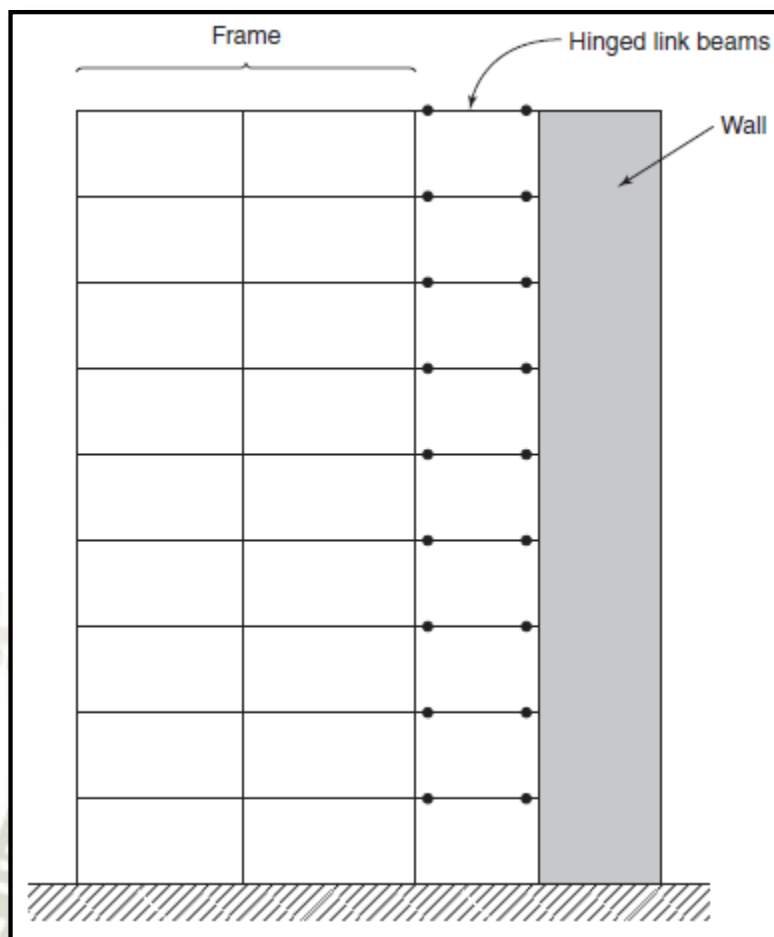


Fig. 2-5 Interacción Muro estructural – Pórtico (James G. Macgregor, 2012)

Debido a rigideces divergentes entre ambos sistemas, existe una incompatibilidad de deformaciones laterales que genera diferentes desplazamientos laterales en un mismo nivel. Por ello que, en algunas ocasiones en el análisis de un muro estructural conectado a un pórtico, los esfuerzos de cortante y flexión presentan magnitudes en sentido opuesto. Este fenómeno dependerá de la rigidez del pórtico, si el pórtico es flexible, no afecta en las deformaciones del muro, ver Fig. 2-6. Sin embargo, si el pórtico es muy rígido, tendrá incidencia en las deformaciones del muro estructural. (James G. Macgregor, 2012)

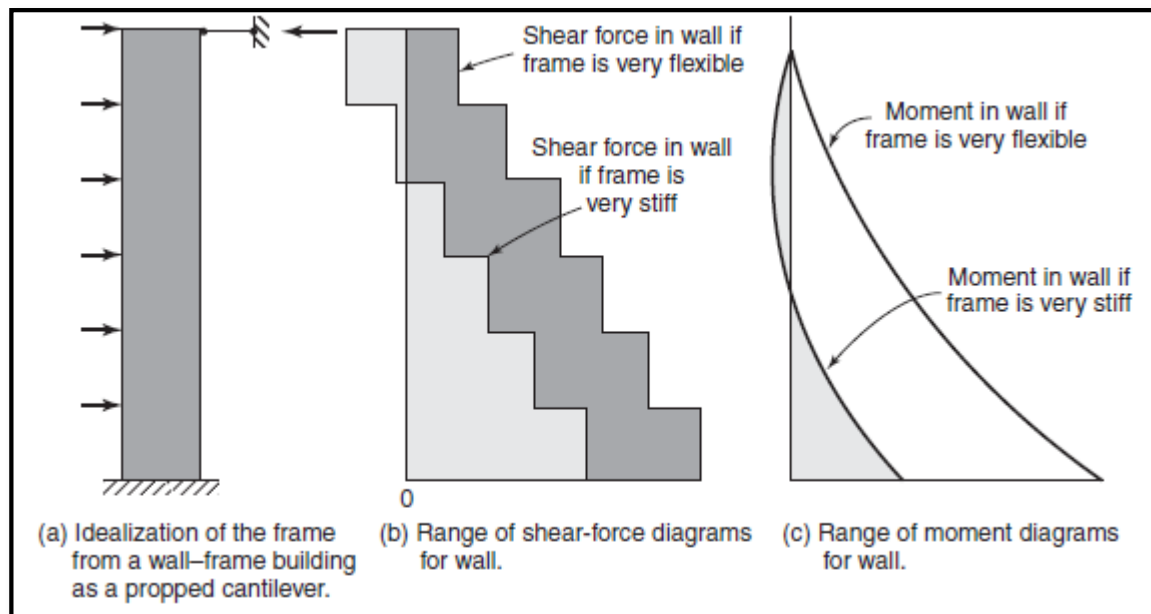


Fig. 2-6 Efecto de rigidez del pórtico en iteración Muro - Pórtico
(James G. Macgregor, 2012)

- Muros estructurales acoplados: Generalmente las estructuras presentan muros continuos que precisan de aberturas considerables (Ventanas, ductos, caja de ascensor y escaleras, etc.), por ello los muros estructurales son unidos mediante vigas de acople. Este sistema de acoplamiento, transfiere esfuerzos de cortante de muro a muro mediante vigas muy rígidas (relación pequeña de luz y peralte) donde las deformaciones a cortante son muy notables. La gran rigidez y empotramiento de las vigas de acople genera gran sensibilidad a los movimientos relativos de los muros desarrollándose también deformaciones axiales. (Park & Paulay, 1988).

Estudios indican que, en muros acoplados expuestos a sismos severos, las vigas de acople fallan antes de lograr la resistencia máxima del muro. Las vigas de acople, a menudo cortas y peraltadas, pueden estar sujetadas a elevados esfuerzos cortantes cuando se desarrolla la resistencia máxima a flexión. Estas fuerzas cortantes no solo inhiben el desarrollo total de la capacidad a flexión, sino que también restringen la ductilidad obtenible. (Park & Paulay, 1988). Frente a cargas sísmicas, los muros acoplados presentan primeramente rotulas plásticas en las vigas de acople, seguidamente se generan las rotulas plásticas en la parte inferior de los muros, ver Fig. 2-7.

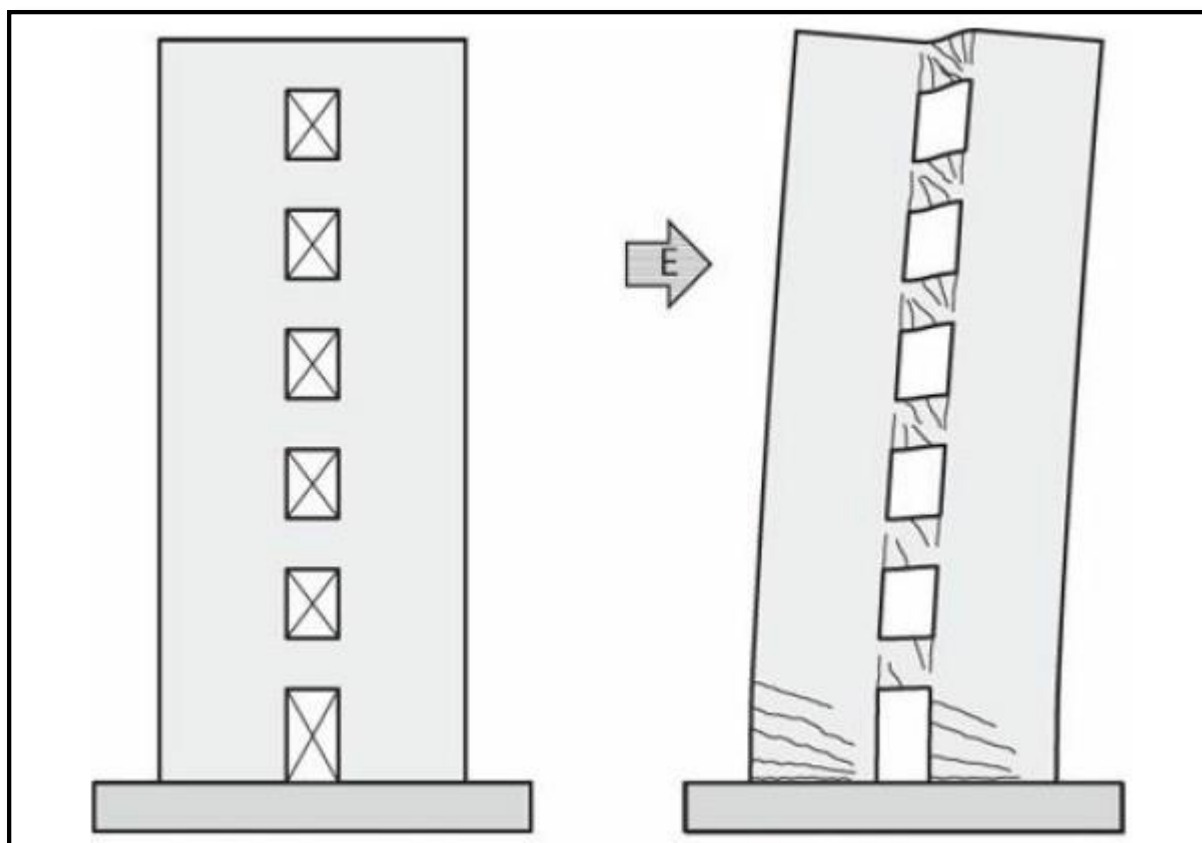


Fig. 2-7 a) Muros acoplados y b) Mecanismo de falla de muros acoplados (Moehle, 2014)

2.1.3. Distribución de acero de refuerzo

La configuración del acero de refuerzo es trascendental para un óptimo funcionamiento estructural de un muro. Presenta un mejor comportamiento si los núcleos confinados presentan refuerzo más concentrado y no tan distanciado, los núcleos deben estar situados en las zonas más extremas como se puede observar en la Fig. 2-8. Puesto que el peralte efectivo es mayor, genera mayor brazo de palanca del centroide de aceros a tracción, ocasionando mayor resistencia y capacidad de curvatura de deformación. (Moehle, 2014)

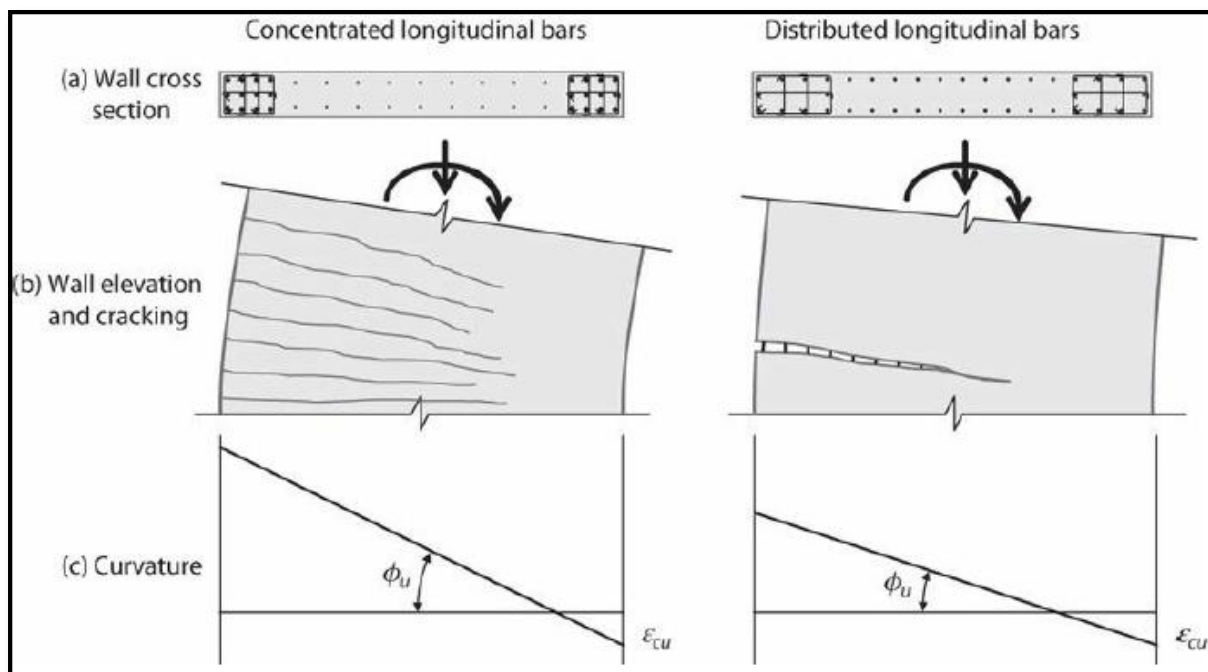


Fig. 2-8 Influencia de la distribución del refuerzo en la resistencia del muro
(Moehle, 2014)

El comportamiento dúctil del muro se optimiza confinando los núcleos extremos de la misma manera que una columna (Estribos), donde las deformaciones por compresión del concreto son superiores a 0.003, ver Fig. 2-9. Estos estribos deben confinar las varillas de flexión para evitar pandeo por fuerzas de compresión. (Park & Paulay, 1988)

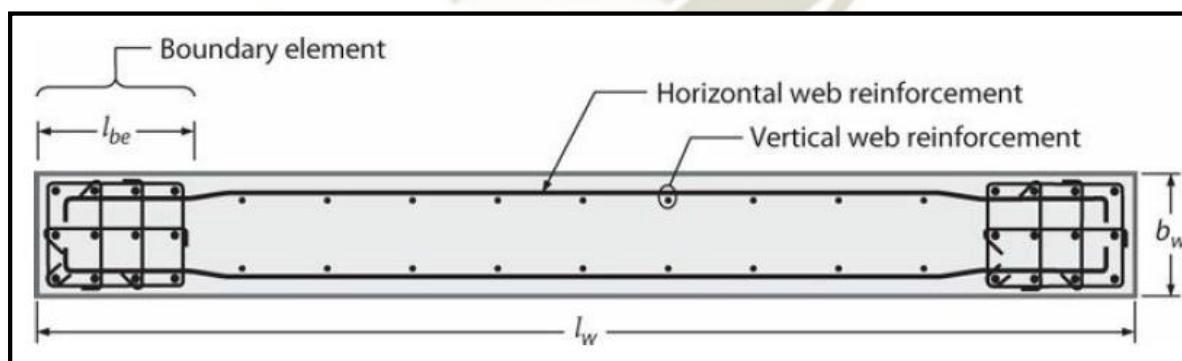


Fig. 2-9 Armado de acero del muro confinado (Moehle, 2014)

2.2. Sistema estructural de pórticos arriostrados

2.2.1. Definición y generalidades

Los pórticos son sistemas estructurales que presentan solamente vigas y columnas como elementos estructurales. Ambos elementos son responsables tanto de resistir fuerzas verticales como horizontales. Sin embargo, la filosofía de diseño indica viga débil columna fuerte, siendo la viga el primer elemento en deformarse frente a cargas horizontales como se muestra en la Fig. 2-10. Los pórticos tienen la desventaja de tener grandes deformaciones laterales y desplazamientos relativos de entre piso, incumpliendo los límites para la distorsión de entrepisos propuestos por las normas sismorresistentes. Las deformaciones horizontales en pórticos pueden ser controladas por arriostres.

Los arriostres de acero son comúnmente utilizados en estructuras de acero para reducir desplazamientos horizontales y disipar energía durante acción de cargas laterales (Sismo y viento). Este sistema de arriostres se ha extendido a pórticos de concreto armado, reduciendo el peso de la estructura, consecuentemente reduce las fuerzas sísmicas e incrementa la ductilidad de la estructura (Youssef, Ghaffarzadeh, & Nehdi, 2006). Existen dos sistemas de pórticos arriostrados: Concéntricos y excéntricos, los cuales se detallarán más adelante.

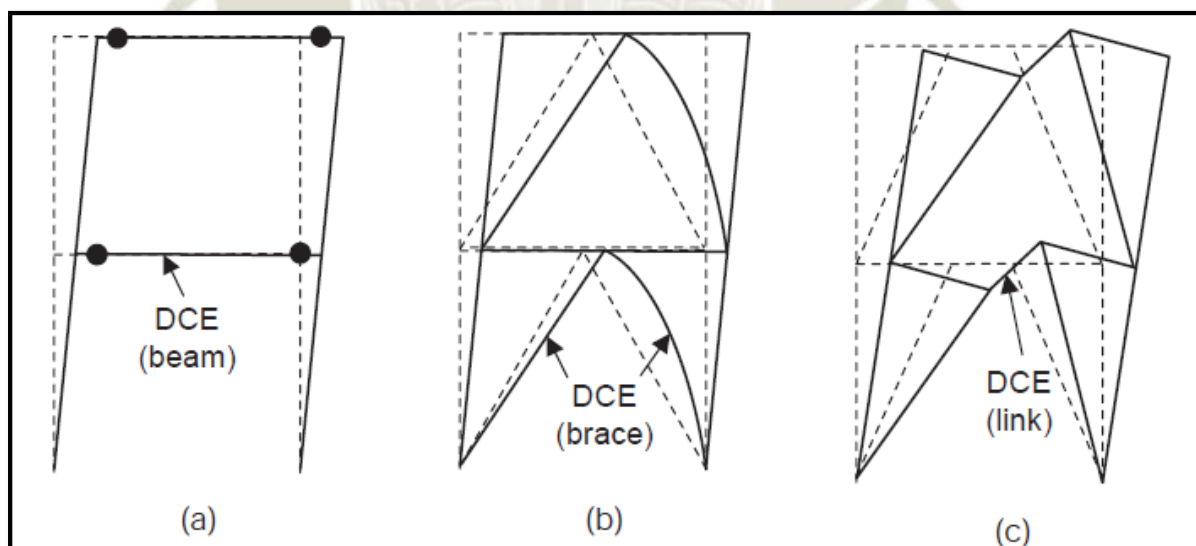


Fig. 2-10 Elementos que controlan las deformaciones (DCE): (a) SMF (b) CBF (c) EBF (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

En este acápite primero se investigará el comportamiento a nivel de estructura (pórtico) y seguidamente se estudiará el comportamiento a nivel de elemento (arriostre). Pues, la

configuración a nivel de pórtico determinará el comportamiento global de la edificación y el estudio a nivel de arriostre permitirá optimizar el diseño obteniendo comportamiento inelástico adecuado para el sistema.

2.2.2. Pórticos arriostrados concéntricos (CBF)

Para proveer una adecuada resistencia a fuerzas sísmicas, los pórticos arriostrados deben ser diseñados para tener resistencia y ductilidad. Para ello, los arriostres diagonales se diseñan para que se produzcan deformaciones plásticas, y el marco (Vigas y columnas) trabaje en rango elástico, sin perder su resistencia a las cargas de gravedad. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Durante un movimiento sísmico, Los pórticos concéntricamente arriostrados disipan energía a través del comportamiento histerético post-pandeo de sus arriostres. Cuando se genera desplazamientos en una dirección, ciertos arriostres presentan esfuerzos de tracción y otros de compresión. Cuando el desplazamiento se invierte de dirección, los esfuerzos en los arriostres también se invierten, ver Fig. 2-11. Cuando un elemento está sometido a tracción se genera esfuerzos de fluencia, y cuando está sometido a compresión se genera pandeo inelástico. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

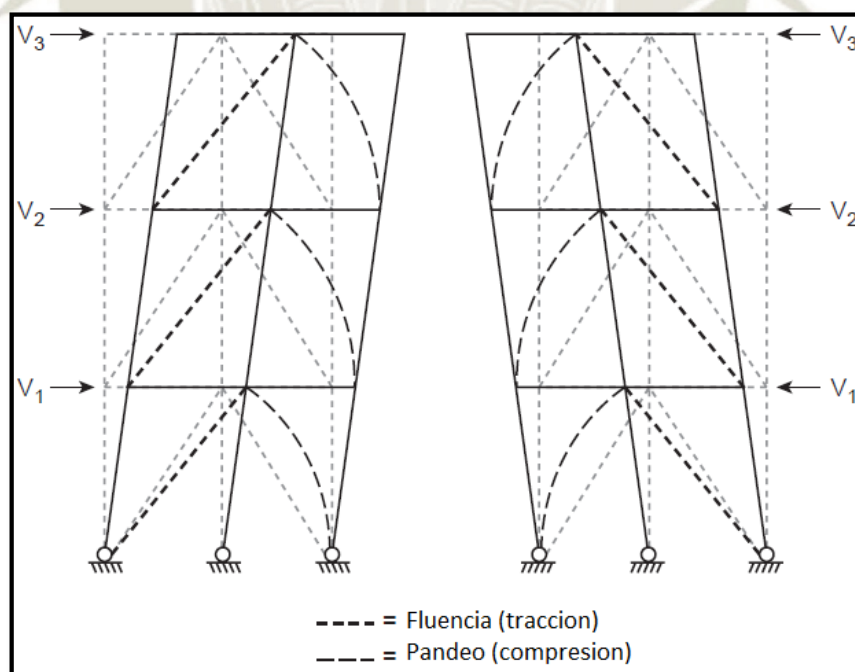


Fig. 2-11 Esquema de deformación de marcos concéntricamente arriostrados
(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

Las configuraciones más comunes del sistema CBF se visualizan en la Fig. 2-12, inicialmente estas configuraciones se utilizaron para resistir fuerzas eólicas en el rango elástico, pero no todas son adecuadas para zonas sísmicas. Las configuraciones no permitidas en zonas sísmicas presentan respuesta inelástica limitada o inducen a otros elementos a tener fallas frágiles. Las configuraciones permitidas presentan mejor respuesta inelástica y los esfuerzos transmitidos no inducen a otros elementos a fallas frágiles. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

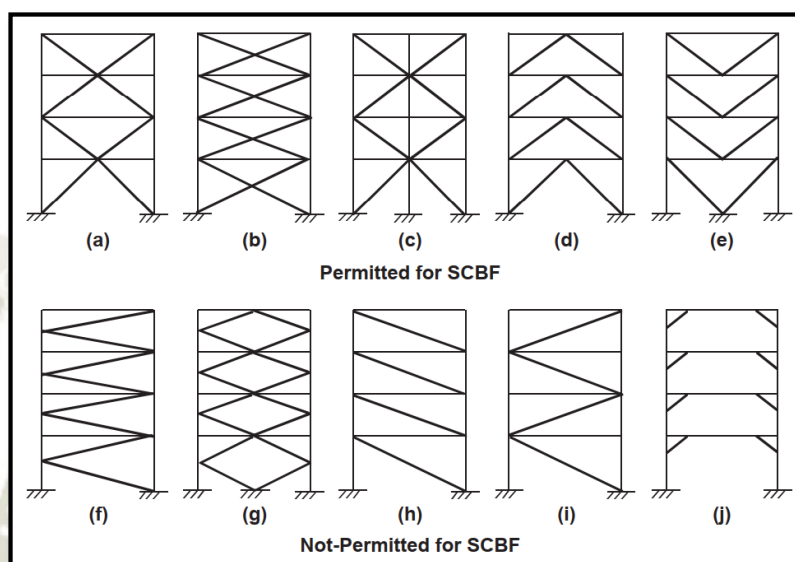


Fig. 2-12 Tipos de configuraciones de arriostres SCBF, permitidos y no permitidos para zona sísmica (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

Para esta investigación, se analizará la configuración (b) de la Fig. 2-12 pues a diferencia de las demás configuraciones permitidas en zonas sísmicas, presenta menor longitud efectiva reduciendo la esbeltez y no compromete directamente a otro elemento estructural.

En la Fig. 2-13 se observa la deformación de los arriostres debido a fuerzas de compresión cíclicas. Asimismo, se aprecia que la longitud del arriostre debe considerarse desde la unión viga-columna hasta la unión de arriostres, pues la deformación se origina en la mitad de dicha longitud.



Fig. 2-13 Deformación por pandeo flexionante (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

2.2.3. Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF)

Sistema desarrollado después de los pórticos arriostrados concéntricos, presenta una gran rigidez lateral y ductilidad. Este sistema estructural disipa energía mediante esfuerzos de flexión y corte en un segmento intermedio de la viga, llamado *Link*. Además, este sistema presenta flexibilidad con requerimientos arquitectónicos, permite aberturas (Puertas y ventanas). En la Fig. 2-14 a, d y e el *link* está conectado a la viga y en la Fig. 2-14 b y c, el *link* está conectado directamente a la columna y viga, ambos casos generan una gran concentración de esfuerzos cortantes y flectores, induciendo una falla frágil en dichos elementos.



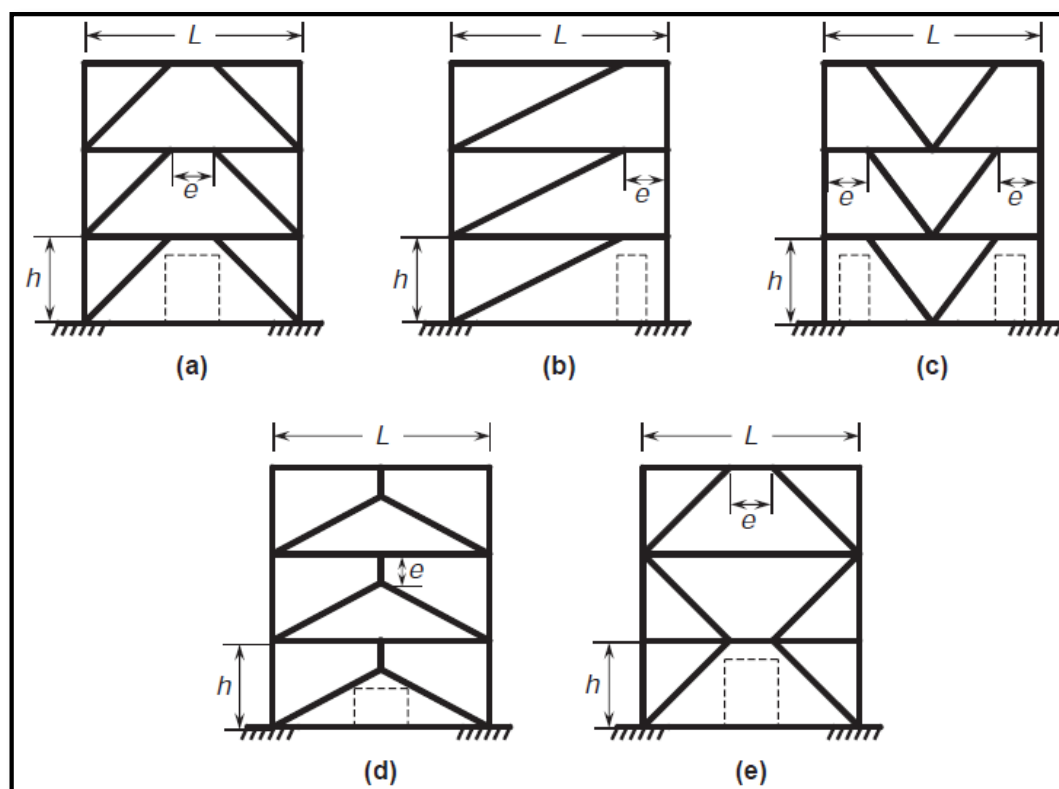


Fig. 2-14 Configuraciones típicas de EBF (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

En pórticos de acero, por evitar fallas frágiles en las vigas debido a los arriostres, se tiende a rigidizar el *Link*, así se incrementa considerablemente la resistencia y la rigidez del elemento, incrementando la capacidad de deformación inelástica. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

En la Fig. 2-15 se visualiza la rigidización del *Link* mediante cartelas perpendiculares al eje longitudinal. No obstante, en pórticos de concreto armado arriostros excéntricos no se podría rigidizar de igual manera, prevaleciendo la gran posibilidad de falla frágil en las vigas.

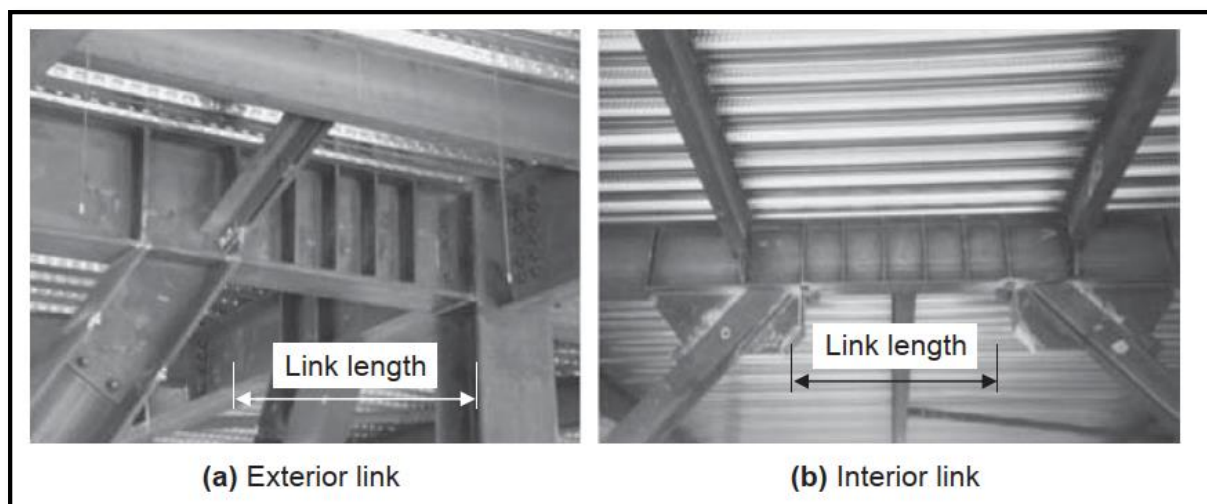


Fig. 2-15 Link rigidizados perpendicularmente (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

2.2.4. Comparación del comportamiento estructural de EBF y CBF

Se efectuará una comparación del comportamiento estructural lineal de ambos sistemas (EBF y CBF), a los cuales se les aplicará una carga sísmica. Ambos sistemas presentan elementos estructurales con iguales características geométricas y mecánicas. El marco de concreto armado, no presenta variación alguna en su configuración, solo habrá diferencia en la distribución de arriostres de acero estructural, ver Fig. 2-16.

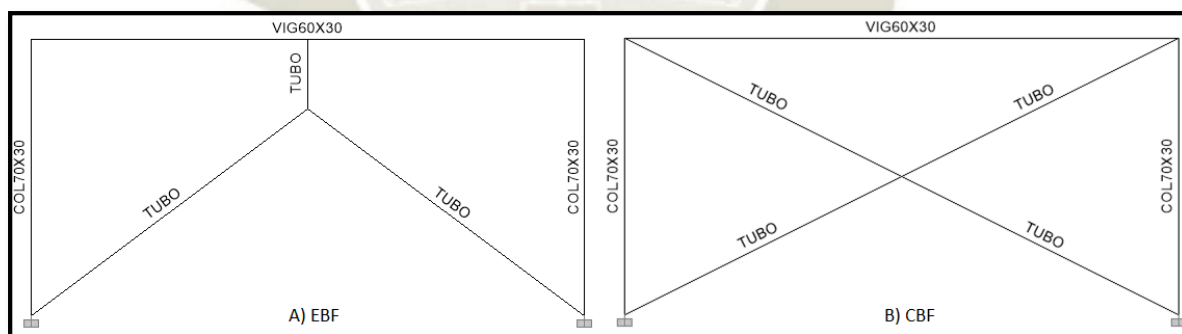


Fig. 2-16 Comparación de sistemas estructurales, A) EBF y B) CBF (Fuente: Elaboración propia)

El análisis comparativo presentará esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores en sus elementos estructurales debido a una carga sísmica. Además, se obtendrá parámetros dinámicos, tales como; desplazamiento, distorsión de entre piso y periodo de vibración.

En la Fig. 2-17, se muestra el diagrama de fuerza axial de los elementos estructurales de ambos sistemas arriostrados. Se observa que en el sistema EBF, la viga está sometida a

fuerzas axiales y el link no recibe carga axial alguna. En el sistema CBF, los arriostres y columnas son los elementos cargados axialmente.

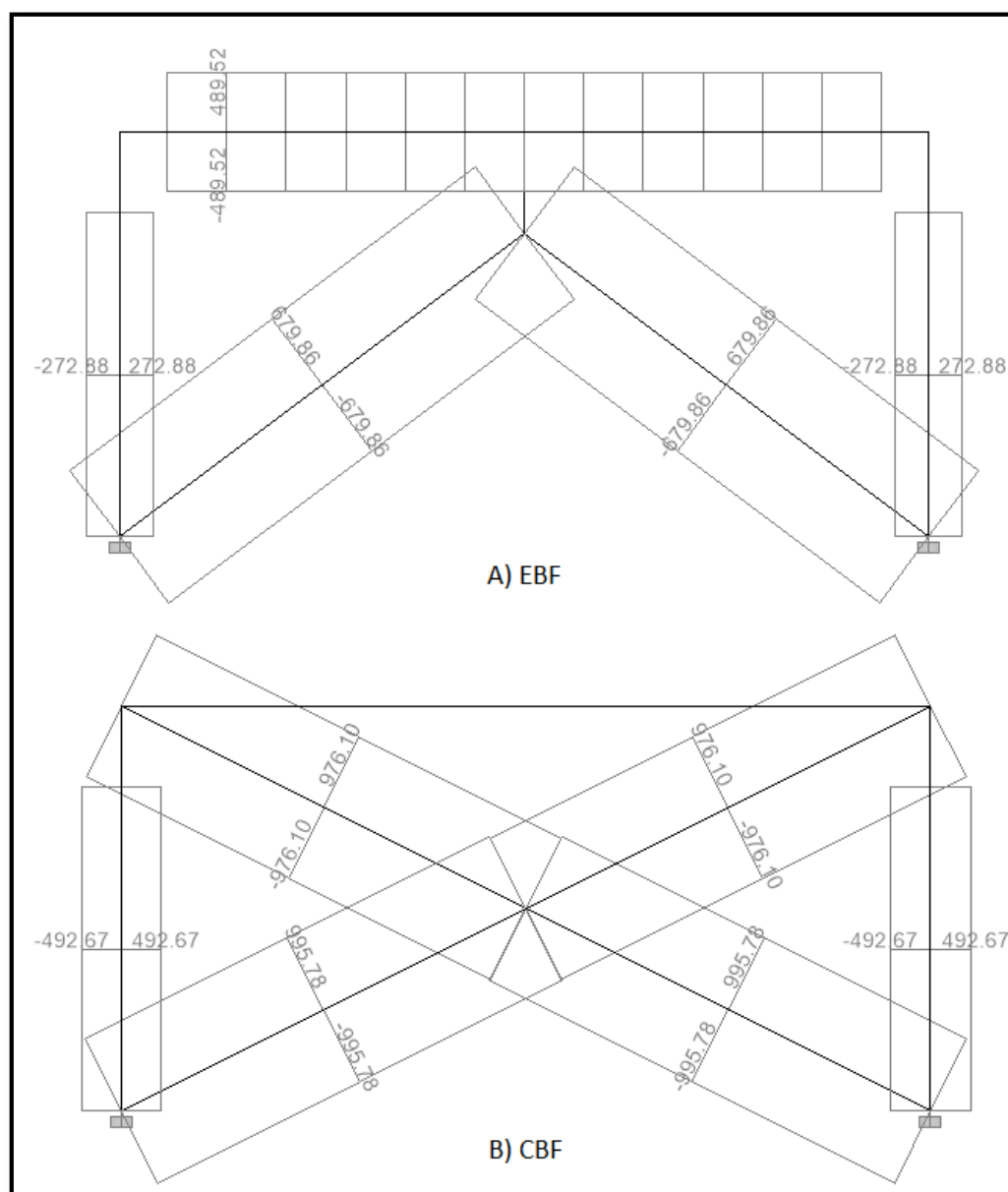


Fig. 2-17 Diagrama de Fuerza Axial (kgf) (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 2-18, se muestra el diagrama de fuerza cortante de los elementos estructurales de ambos sistemas arriostrados. Se observa que en el sistema EBF, la viga está sometida a considerables fuerzas cortantes, al igual que el link. Asimismo, los arriostres presentan fuerzas cortantes, esto podría inducir el pandeo flexo-torsional. En el sistema CBF, la viga y columnas presentan esfuerzos cortantes.

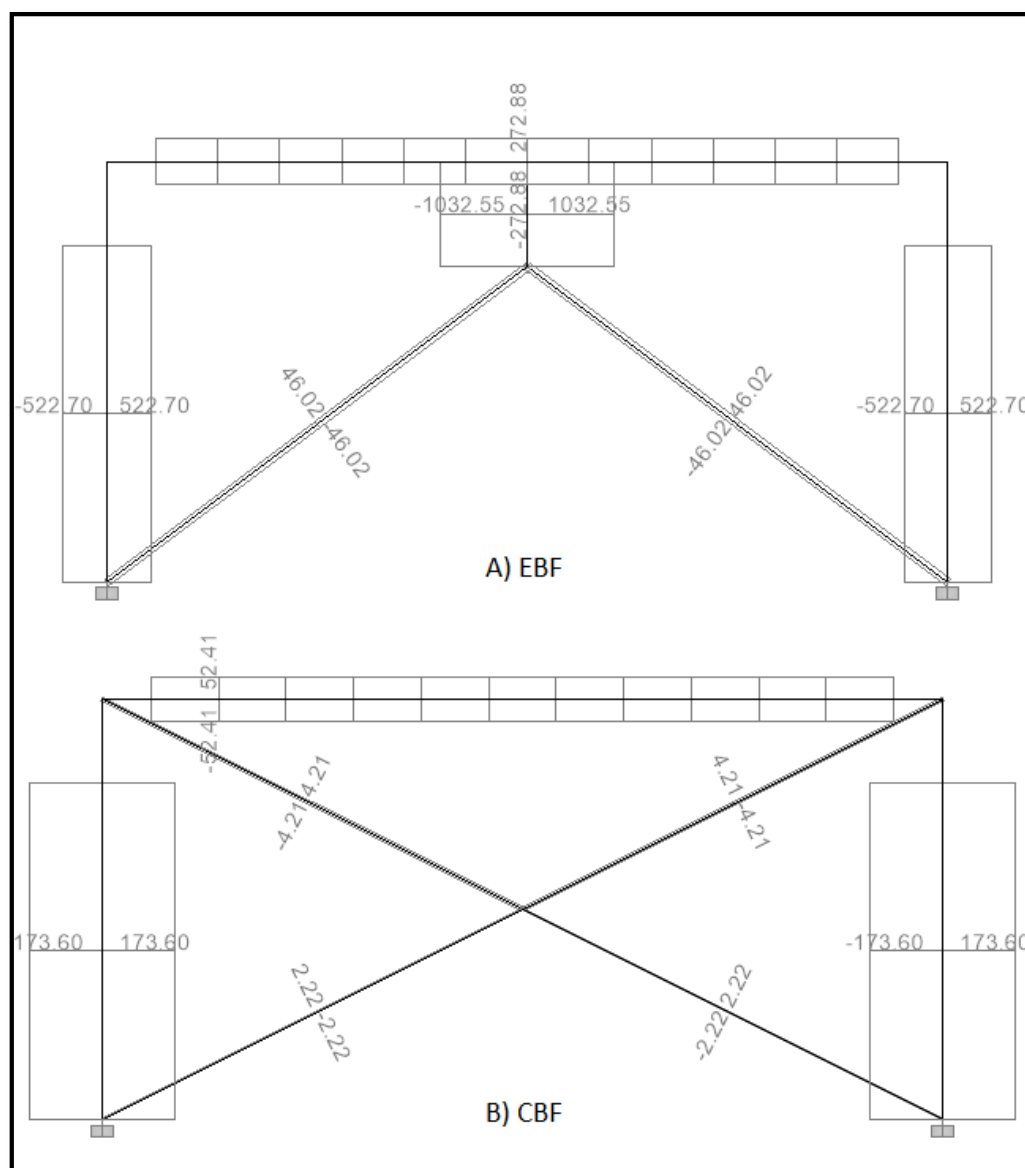


Fig. 2-18 Diagrama de Fuerza Cortante (kgf) (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 2-19 se muestra el diagrama de momento flector de los elementos estructurales de ambos sistemas arriostrados. Se observa que en el sistema EBF, que el *link* presenta considerables momentos flectores y modifica el diagrama de la viga. En el sistema CBF, los arriostres no presentan momento flector, solamente las columnas y viga.

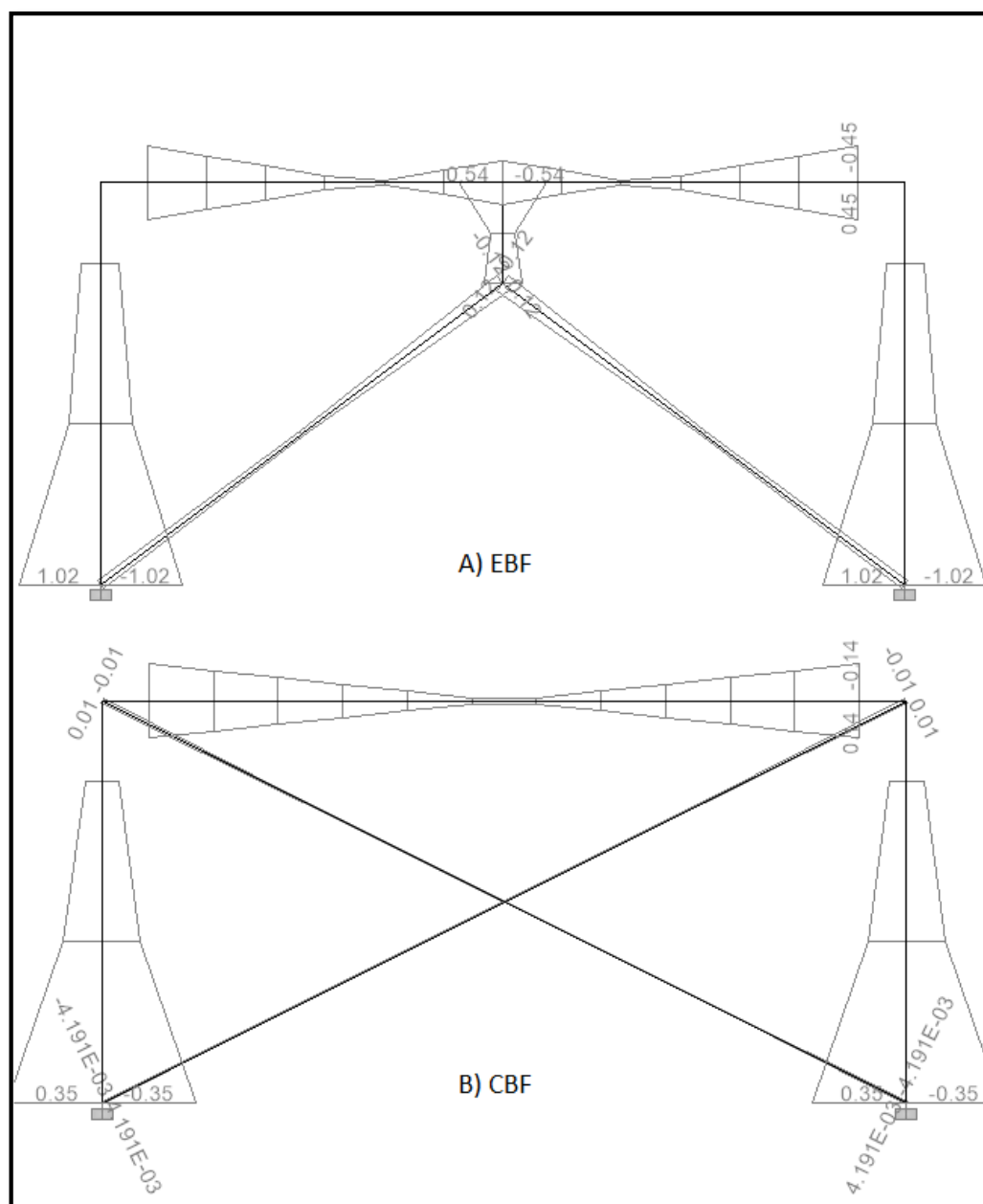


Fig. 2-19 Diagrama de Momento Flector (kgf) (Fuente: Elaboración propia)

En la Tabla 2-1 se visualiza las fuerzas y momentos de mayor magnitud de cada elemento estructural y de ambos sistemas.

Tabla 2-1
Resumen de análisis del comportamiento estructural de EBF y CBF

Sistema estructural	Elementos	Fuerza axial (kgf)	Fuerza cortante (kgf)	Máx. M. Flector (tonf.m)
EBF	Columnas	272.88	522.70	1.02
	Vigas	489.52	272.88	0.45
	Arriostres	679.86	46.02	0.12
	Link	0.00	1032.55	0.54
CBF	Columnas	492.67	173.60	0.35
	Vigas	0.00	52.41	0.14
	Arriostres	995.78	4.21	0.00

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 2-2 se muestra los valores dinámicos de los sistemas estructurales frente a carga vertical sísmica.

Tabla 2-2
Resumen de desplazamientos y periodo de vibración de EBF y CBF

Sistema estructural	Desplazamiento (mm)	Distorsión de entre piso	Periodo de vibración (s)
EBF	0.11146	0.000037	0.0517
CBF	0.03996	0.000013	0.0308

Fuente: Elaboración propia

Del análisis comparativo se tienen las siguientes conclusiones:

- Respecto a las fuerzas aplicadas en la columna, en el sistema CBF resiste una carga axial 1.81 veces mayor que en el EBF. Sin embargo, la fuerza cortante del sistema EBF es 3.01 veces mayor que en el CBF. El momento flector en EBF es 2.91 veces mayor que en el CBF.
- Respecto a las fuerzas aplicadas en la viga, en el sistema EBF resiste una carga axial considerable, mientras en el CBF no resiste carga axial alguna. Además, la fuerza cortante del sistema EBF es 5.21 veces mayor que en el CBF. El momento flector en EBF es 3.21 veces mayor que en el CBF.
- Respecto a las fuerzas aplicadas en el arriostre, en el sistema CBF resiste una carga axial 1.46 veces mayor que el arriostre del sistema EBF. Sin embargo, la fuerza cortante del sistema EBF es 10.93 veces mayor que en el CBF. Los momentos flectores son despreciables.
- Respecto al link en el EBF, es el elemento estructural que resiste mayor fuerza cortante, y también resiste un considerable momento flector. No presenta fuerza axial.

- El sistema CBF muestra mayor rigidez que el EBF, puesto que presenta menor desplazamiento y por ende menor periodo de vibración.

En base a la investigación preliminar y comparación anterior, la presente investigación se realizará con un pórtico concéntricamente arriostrado por los siguientes fundamentos:

- Presenta mayor rigidez, y por consiguiente desplazamientos y distorsiones de entre pisos menores.
- El gran porcentaje de la fuerza sísmica se distribuye en las columnas y arriostres como fuerza axial, atribuyéndoles mayor resistencia a esfuerzos de cortante.
- No existe concentración excesiva de esfuerzos de corte en algún elemento estructural, evitando fallas frágiles.
- El mecanismo de falla presenta rotulas inelásticas en los arriostres, evitando el colapso del pórtico cuya responsabilidad es resistir fuerzas horizontales y verticales.

2.2.5. Fallas estructurales en arriostres

Los elementos sometidos a fuerzas axiales pueden presentar las siguientes fallas (McCormac J. C., 2002):

- Pandeo flexionante: También llamado pandeo de Euler, la fuerza axial produce desplazamiento transversal respecto al eje inicial (Δ), generando flexión en el elemento.
- Pandeo local: Esta falla depende de la relación ancho-espesor de la sección transversal. Además, se genera cuando una parte de la sección transversal del elemento es tan delgada que se pandea localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo se generen.
- Pandeo torsionante: La susceptibilidad de un elemento al pandeo torsional depende de la configuración en su sección transversal. Estos elementos fallan por torsión, incluso se genera una combinación de pandeo flexionante y torsional.

2.2.6. Comportamiento histerético de un arriostre

Los componentes arriostrantes aportan solamente rigidez lateral, resisten cargas horizontales, más no contribuyen en la resistencia de cargas verticales. Por ello, se debe tener noción del comportamiento elástico e inelástico del arriostre.

El entendimiento del comportamiento inelástico de un arriostre sujeto a inversión de esfuerzos (Compresión y tracción) debido a fuerzas sísmicas cíclicas, es necesario para obtener un adecuado diseño dúctil del mismo. En la Fig. 2-20 Curva de Histéresis de arriostre

sometido a carga cíclica axial

se muestra la curva de histéresis de un arriostre sometido a carga cíclica, expresado en los siguientes términos; fuerza axial, P ; Deformación axial, δ ; desplazamiento transversal respecto al eje inicial, Δ . (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

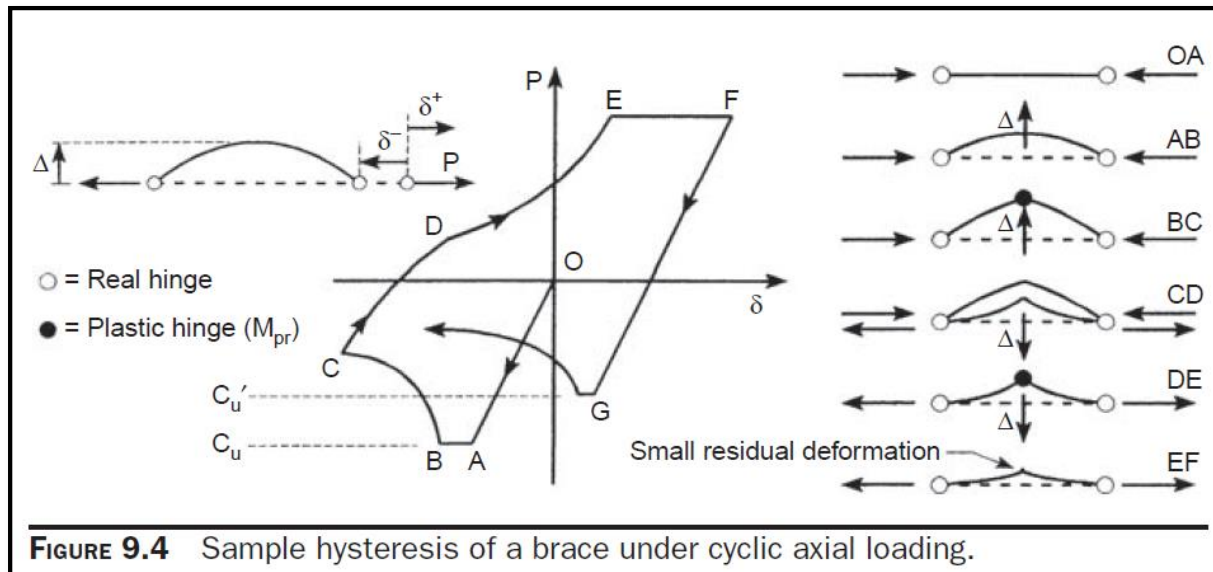


FIGURE 9.4 Sample hysteresis of a brace under cyclic axial loading.

Fig. 2-20 Curva de Histéresis de arriostre sometido a carga cíclica axial
(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

Según el investigador Black, R.G² indica que son tres parámetros que afectan el comportamiento histerético de arriostres, los cuales se presentan a continuación:

➤ **Esbeltez del arriostre**

El comportamiento histerético cíclico de un arriostre está supeditado mayormente por su esbeltez (KL/r). Los ensayos han demostrado que a mayor esbeltez de un elemento se reduce la capacidad de disipar energía y resistencia a compresión (McCormac J. C., 2002). La esbeltez del arriostre λ es definida de la siguiente manera:

$$\lambda = k \frac{L}{r}$$

Donde:

- k : Factor de longitud efectiva
- L : Longitud del arriostre

² R. Gary Black, W.A. Bill Wenger y Egor P. Popov - "Inelastic Buckling of Steel Strut under Cyclic Load Reversals"

- r: Radio de giro

Según la esbeltez, los arriostres se dividen en (McCormac J. C., 2002):

- **Sección compacta**

Perfil suficientemente fuerte, capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos (Esfuerzo de fluencia) en la sección, antes de pandearse. Para que un miembro pueda ser clasificado como sección compacta debe cumplir:

- Sus patines deber ser conectados en forma continua al alma o almas
- Relación ancho-espesor de elementos a compresión no deben ser mayor que λ_p

- **Sección no compacta**

El esfuerzo de fluencia no se distribuye en todos sus elementos a compresión durante el pandeo. No es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos total. Para que un miembro pueda ser clasificado como sección compacta debe cumplir:

Relación ancho-espesor de elementos a compresión son mayores a λ_p , pero no mayores λ_r .

- **Arriostres esbeltos**

Cuando la relación ancho-espesor exceden los valores para elementos no compactos (λ_r).

Los valores λ_p y λ_r , son obtenidos de la tabla B4.1 de *Specification for structural Steel buildings* (ANSI/AISC 360-16) y de la tabla 2.5.1 de la norma peruana E090 “Estructuras Metálicas”.

➤ **Condiciones de borde**

La longitud efectiva (kL) usada para el cálculo de capacidad de pandeo de un arriostre puede aplicarse tanto para el comportamiento elástico e inelástico. Esto se debe que el comportamiento histerético, teniendo en cuenta el efecto de la restricción en los bordes, es muy similar para el rango elástico e inelástico.

➤ **Forma de la sección**

Las fallas por pandeo local y lateral-torsional están en función de la forma de sección y de la geometría. (Black, Wenger, & Popov, 1980)

- Los arriostres más eficientes son los de secciones transversales tubulares con pequeño KL/r
- Se optimiza el rendimiento reduciendo la relación b/t (para sección rectangular), d/t (para sección circular)

- Secciones tubulares: Usados para arriostres sísmicos debido a su alta eficiencia sísmica gracias a su gran radio de giro. Además, si estas secciones son rellenas con concreto presentan un retraso del inicio de pandeo local, conservando la resistencia del arriostre a fuerzas cíclicas. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)
- La siguiente lista de perfiles presenta un orden descendiente dependiendo del grado de efectividad frente a cargas cíclicas:
 - Tubo circular;
 - Tubo rectangular;
 - Forma de I;
 - Forma de T; y
 - Doble ángulo.

El análisis del comportamiento histerético del arriostre esta fuera del alcance de esta investigación. No obstante, la finalidad de revisión de estos parámetros es optimizar el proceso de selección del perfil; reduciendo la cantidad de perfiles y seleccionar un perfil con capacidad significativa de deformación inelástica. Asimismo, para el diseño del sistema estructural de pórticos se tomarán las consideraciones previas en base a la respuesta inelástica del arriostre, a fin de respaldar el comportamiento de la estructura como pórtico especial concéntricamente arriostrado.

2.3. Normas de diseño sismorresistente

La filosofía de diseño sismorresistente tiene como objetivo salvaguardar la vida humana controlando el daño estructural mediante un comportamiento elastoplástico de la estructura. Esta filosofía se ve reflejada en los códigos o reglamentos de diseño estructural sísmico. Para esta investigación utilizaremos normas peruanas y americanas, tanto para materiales de concreto armado y acero estructural.

La norma peruana E030 diseño sismorresistente presenta especificaciones conservadoras y limitadas para el análisis de estructuras. En algunos casos no presenta especificación alguna de ciertas estructuras, como es el caso del sistema estructural de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. Por consiguiente, los sistemas estudiados serán desarrollados en base a la norma peruana E030 y su desarrollo será complementado con normas americanas tales como, “*Building Code Requirements for Structural Concrete*” y *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-16).

La norma E030 proporciona parámetros sismorresistentes para el análisis sísmico de las estructuras. Se puede definir dos etapas respecto a la designación de factores o coeficientes para el análisis sísmico.

- Peligro sísmico: Factores característicos de la ubicación. No dependen de la edificación, solo dependen de las condiciones geológicas del sitio. Estos coeficientes serán iguales para ambos sistemas estructurales y se obtendrán del estudio de mecánica de suelos (EMS).
 - Factor de Zona (Z)
 - Tipo de suelo (S)
 - Parámetros de sitio (TP y TL)
- Características del edificio: Factores que dependen de características intrínsecas de la estructura, dependen de su uso, importancia, sistema estructural, configuración regular o irregular.
 - Factor de amplificación sísmica (C)
 - Categoría de la edificación (U)
 - Coeficiente de reducción (R)

2.3.1. Factor de zona “Z”

Factor que representa la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, con un periodo de retorno de 475 años. Representa un porcentaje de la aceleración de la gravedad.



Fig. 2-21 Zonas sísmicas (RNE, E.030, 2018)

Tabla 2-3
Factor de zona “Z”

Factor de zona "Z"	
Zona	Z
1	0.10
2	0.25
3	0.35
4	0.45

Fuente: (RNE, E.030, 2018)

La edificación estudiada, tiene como ubicación el distrito de Arequipa. Según el Anexo II de la norma técnica E.030, el distrito de Arequipa está comprendido en la zona sísmica 3.

2.3.2. Condiciones geotécnicas “S”, “Tp” y “TL”

Las características o propiedades mecánicas de los suelos, así como el espesor de las capas, afectan directamente a las ondas sísmicas que viajan por su medio, generando variación en la frecuencia de vibración, aceleraciones y desplazamientos. En los suelos blandos se genera el

fenómeno de amplificación del movimiento sísmico. La amplificación dinámica o efecto de resonancia en suelos, se genera cuando el periodo de vibración de la onda sísmica tiende a igualar al periodo de vibración natural del terreno, ocasionando aceleraciones y desplazamientos máximos.

Este fenómeno tomó importancia cuando ocurrió el terremoto de Loma Prieta en California, el 17 de octubre de 1989, un viaducto localizado en suelo arcilloso colapsó, mientras que otro situado en suelo más rígido no se dañó. (Kramer , 1996). En la siguiente Fig. 2-22, se observa la diferencia de frecuencia de vibración y el incremento de la aceleración para dos lugares equidistantes del epicentro del terremoto, donde Yerba buena *island* presenta un suelo rocoso y *Treasure island* una superficie de depósito sedimentario.

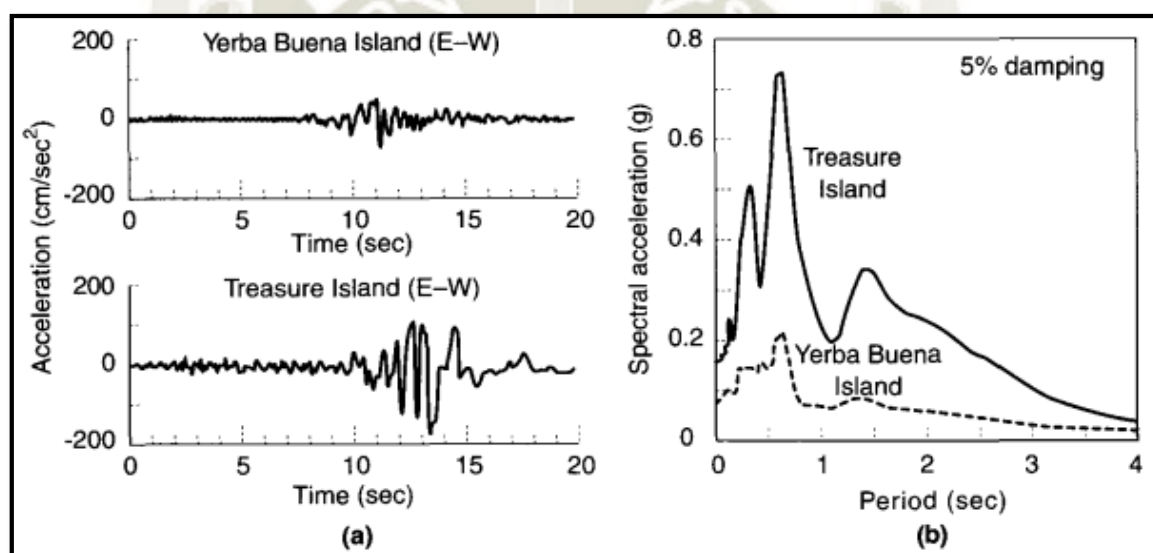


Fig. 2-22 Registro de movimiento (a) y espectro de respuesta (b) del terremoto de Loma Prieta, 1989 (Kramer , 1996)

Con la premisa dada, la norma peruana E.030 asigna un factor de suelo “S” el cual reduce o amplifica el movimiento sísmico según sea el tipo de suelo superficial. Este factor ha sido calculado en base a un suelo muy rígido.

Los perfiles de suelos son clasificados según 3 características mecánicas (RNE, E.030, 2018).

- Velocidad promedio de propagación de ondas de corte (V_s)
- Promedio ponderado de los N_{60} obtenidos en un ensayo de penetración estándar (SPT) en suelos granulares.
- Resistencia al corte en condiciones no drenadas (S_u) en suelos cohesivos

Los perfiles de suelos son clasificados de la siguiente manera (RNE, E.030, 2018):

- Perfil tipo S0, roca dura: Rocas sin fracturación con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s
- Perfil tipo S1, roca o suelos rígidos: rocas con diferentes grados de fracturación y suelos muy rígidos, con velocidades de propagación de ondas de corte V_s entre 500 m/s y 1500 m/s.
- Perfil tipo S2, Suelos intermedios: Suelos medianamente rígidos con velocidades de propagación de ondas de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s.
- Perfil tipo S3, suelos blandos: Suelos flexibles con velocidad de propagación de ondas de corte V_s , menor o igual a 180 m/s.
- Perfil tipo S4, condiciones excepcionales: Suelos excepcionalmente flexibles y sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables.

Tabla 2-4
Clasificación de los perfiles de suelo

Clasificación de los perfiles de suelo			
Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S ₀	>1500 m/s	-	-
S ₁	500m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
S ₂	180m/s a 500 m/s	15 a 50	50kPa a 100kPa
S ₃	<180 m/s	<15	25kPa a 50kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: (RNE, E.030, 2018)

Tabla 2-5
Factor de suelo “S”

Factor de suelo “S”				
Zona - Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: (RNE, E.030, 2018)

El estudio de mecánica de suelo (EMS) donde será situada la edificación estudiada, según la secuencia estratigráfica, indica un perfil tipo S2. Obteniendo un factor de amplificación de suelo de 1.15.

Después de haber asignado un tipo de perfil de suelo, se procede a seleccionar el periodo predominante del terreno (T_P) y (T_L) periodo que delimita la zona en donde los desplazamientos espectrales son constantes. La zona delimitada por el periodo T_P , el espectro de diseño presenta una aceleración constante; entre T_P y T_L , el espectro presenta una velocidad constante, ver Fig. 2-23.

Tabla 2-6
Periodos T_P y T_L según perfil de suelo

Periodos	Perfil de suelos			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_P(s)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(s)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: (RNE, E.030, 2018)

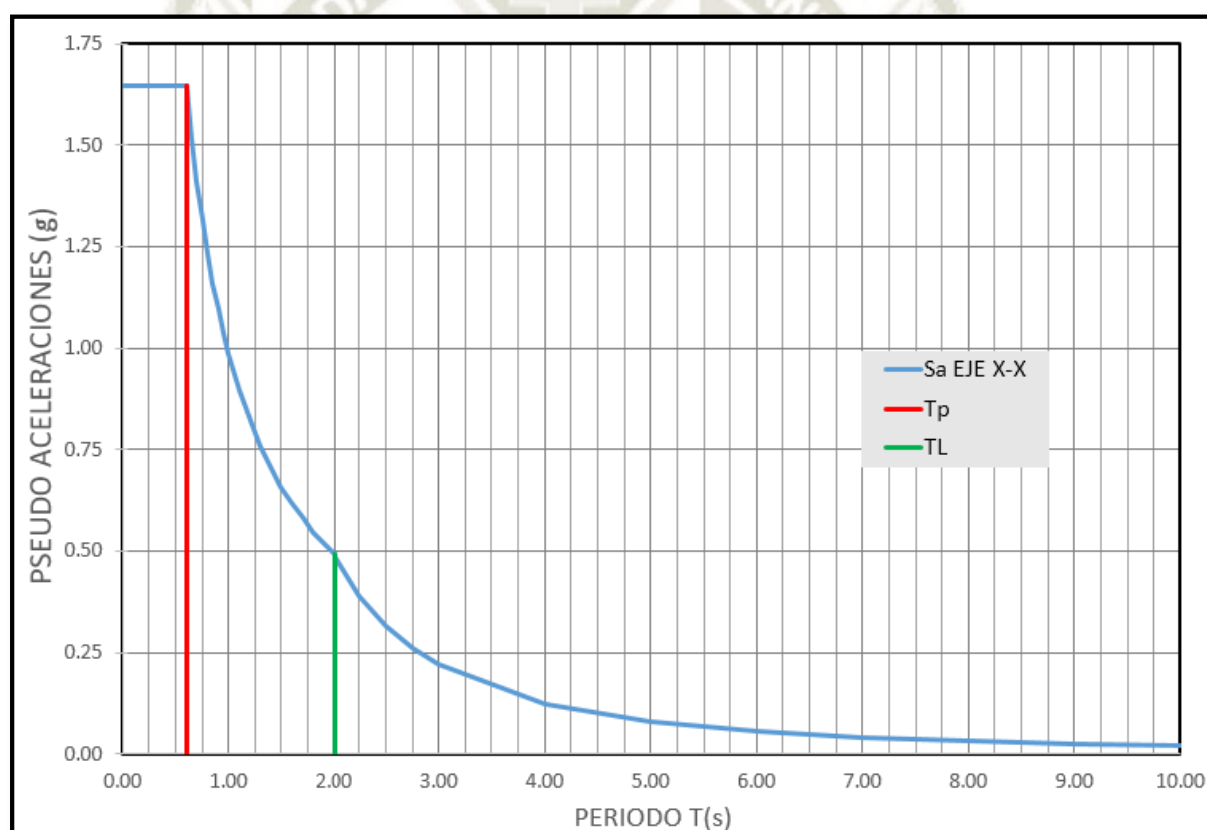


Fig. 2-23 Espectro de diseño de pseudoaceleraciones indicando parámetros T_P y T_L
(Fuente: Elaboración propia)

En conclusión, para el caso de estudio, el T_P toma un valor de 0.6 s. y el T_L un valor de 2.0 s. El producto del factor de zona “Z” y el coeficiente de factor de suelo “S” representa la aceleración máxima que se produce en la base de la cimentación.

2.3.3. Factor de amplificación sísmica “C”

La norma E.030 asigna un coeficiente de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo, en caso hubiese un posible fenómeno de resonancia. El fenómeno de resonancia entre el suelo y la estructura generaría las mayores deformaciones en la estructura y por ende los mayores esfuerzos.

- Si $T < T_P$, entonces $C = 2.5$
- Si $T_P < T < T_L$, entonces $C = 2.5(T_P/T)$
- Si $T > T_L$, entonces $C = 2.5 (T_P \cdot T_L/T^2)$

El producto del factor de zona “Z”, el coeficiente de factor de suelo “S” y el factor de amplificación sísmica “C” representa la aceleración máxima que experimenta la estructura.

2.3.4. Categoría de la edificación y factor de uso “U”

Según la norma E.030 “Diseño sismorresistente”, el factor “U” incrementa las fuerzas sísmicas en torno a la importancia según el uso que este destinado la edificación. Presenta las siguientes cuatro categorías:

- A: Edificaciones esenciales $U=1.5$
- B: Edificaciones importantes $U=1.3$
- C: Edificaciones comunes $U=1.0$
- D: Edificaciones temporales

La edificación de muestra estará destinada a ser oficina, por lo que le corresponde la categoría de edificación común $U=1.0$.

2.3.5. Coeficiente de reducción “R”

Factor que reduce la fuerza sísmica de diseño en la estructura, reduciendo la resistencia de la estructura, evitando que en cargas últimas la estructura se comporte de manera elástica. Este factor permite edificaciones más económicas e incita que las estructuras incurran en su rango inelástico. Este factor es diferente en cada sistema estructural, dependiendo de las siguientes características (ATC 19, 1995):

- Factor de reducción por sobrerresistencia (R_S)
- Factor de reducción por ductilidad (R_μ)
- Factor de reducción por redundancia (R_R)

$$R = R_S R_\mu R_R$$

Esta investigación presenta dos sistemas estructurales diferentes:

- S. estructural de muros de concreto armado: La Resistencia sísmica prevalece por muros estructurales, donde actúa al menos 70% de la fuerza cortante en la base. (RNE, E.030, 2018)
- S. estructural de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero: Las vigas presentan una significativa capacidad de deformación inelástica en zona de flexión, las columnas presentan mayor rigidez y resistencia que las vigas. Los arriostres presentan una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción. Este sistema deberá resistir no más de 60% de la fuerza cortante en la base en cada dirección. (ASCE/SEI 7-16, 2016)

Según la norma técnica E.030-2018, asigna un coeficiente de reducción básica según el material usado y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección de análisis.

Tabla 2-7

Coeficiente básico de reducción R_o de los sistemas estructurales

Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coeficiente Básico de reducción R_o
Acero	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto armado	
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

Fuente: (RNE, E.030, 2018)

Según la Tabla 2-7, para el sistema de muros estructurales de concreto armado le corresponde un coeficiente básico (R_o) igual a 6, en ambas direcciones. Sin embargo, en esta tabla no

existe un valor para el sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero, pues se le asignará un coeficiente básico (R_o) igual a 6.

A continuación, se sustentará el valor del coeficiente básico (R_o) para pórticos de concreto armado arriostrados:

- Debido a las características geométricas de las columnas y vigas del sistema estructural de pórticos de concreto armado arriostrados de esta investigación se clasifica como pórticos especiales resistentes a momento según “*Building Code Requirements for Structural Concrete*” (ACI 318-14, 2014)
- El sistema estructural de pórticos de concreto armado arriostrados es semejante al sistema de Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados, puesto que el arriostre será diseñado para una deformación inelástica post-pandeo y fluencia.
- Los pórticos arriostrados presentan mayor ductilidad que los muros estructurales, pero tienen similar redundancia y sobrerresistencia. No obstante, se le asignará de manera conservadora un coeficiente básico (R_o) igual a 6.

El coeficiente de reducción (R) se obtiene del producto del coeficiente básico de reducción (R_o), factor de irregularidad en planta (I_p) y altura (I_a).

$$R = R_o I_p I_a$$

2.3.6. Regularidad estructural

Las estructuras se clasifican en estructuras regulares o irregulares por los siguientes motivos:

- Cumplir las siguientes restricciones.

Tabla 2-8

Restricciones de irregularidad según categoría y zona

Categoría y regularidad de las edificaciones		
Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificaciones de hasta 2 pisos u 8 m de altura.
	1	Sin restricciones

Fuente: (RNE, E.030, 2018)

- Establecer los procedimientos de análisis:

- Análisis estático o fuerzas equivalentes
 - Análisis dinámico modal espectral
 - Análisis dinámico Tiempo-Historia
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Las estructuras de estudio son edificaciones tipo “C” y zona sísmica 3, no pueden presentar irregularidades extremas. Si las estructuras regulares no presentan ninguna irregularidad indicada en la tabla N8 y N9 de la norma actual E.030-2018, en este caso el factor I_p y el I_a , toman valor igual a 1.0. Caso contrario, son irregulares y se debe tomar los valores correspondientes. (RNE, E.030, 2018)

En la Fig. 2-24 y Fig. 2-25, se describe las irregularidades estructurales en altura y en planta que deben ser tomadas en cuenta para el cálculo del coeficiente “R”.

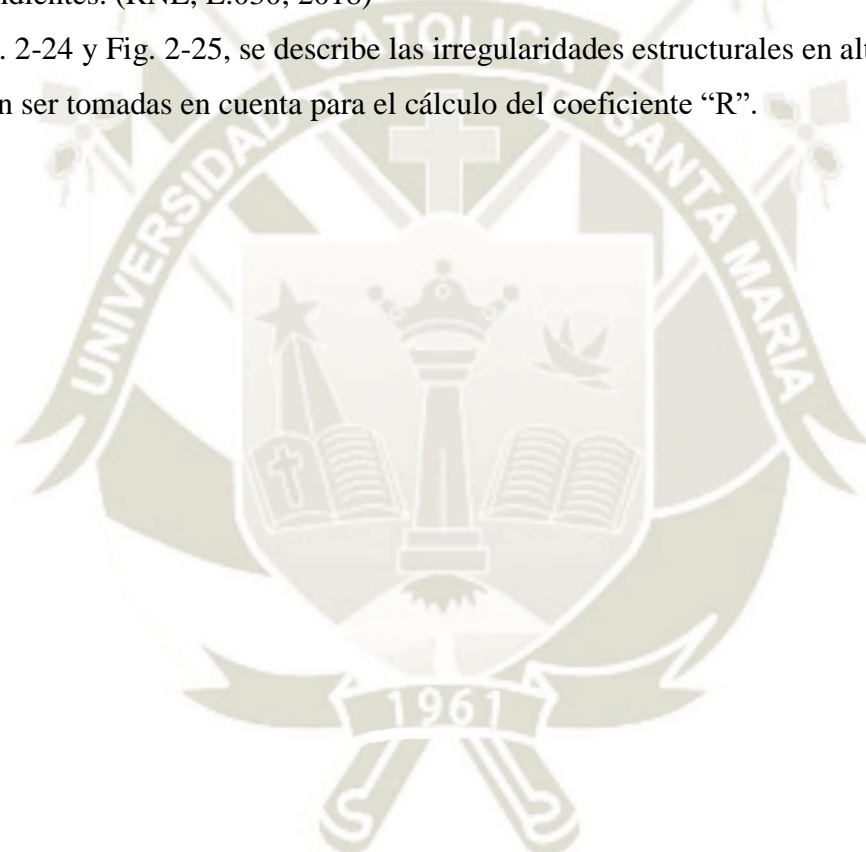


Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0,75
<p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0,50
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fig. 2-24 Irregularidad estructural en elevación
(RNE, E.030, 2018)

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_r
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.	0,90

Fig. 2-25 Irregularidad estructural en planta
(RNE, E.030, 2018)

Estas irregularidades serán analizadas en el acápite 5.2.5 y 6.2.5

2.4. Criterios de estructuración

Las características arquitectónicas de cada edificio presentan inconvenientes particulares para la estructuración. No obstante, la estructuración tiene como objetivos principales la seguridad, economía, funcionabilidad y estética. Este proceso debe ser tanto para cargas

verticales como horizontales. (San Bartolomé, 1998). Los siguientes criterios han sido acogidos para realizar la estructuración en concreto armado con y sin arriostres:

- La simplicidad y simetría de una estructura influye directamente en la facilidad y exactitud de predicción del comportamiento de la estructura. Además, presentan una mejor conducta sísmica. La asimetría ocasionaría efectos torsionales debido a una clara lejanía del centro de rigidez y de masas, generando esfuerzos adicionales. (Blanco Blasco, 1994)
- Debe existir resistencia y rigidez sísmica mínima en dos direcciones ortogonales, garantizando estabilidad estructural. (Blanco Blasco, 1994)
- Optimizar distribución de cargas entre elementos estructurales para uniformizar los esfuerzos y obtener mayor ductilidad. Si la fuerza que llega a un elemento se incrementa, también se incrementará la resistencia, pero se reduce la ductilidad del componente. La ductilidad nos permite inducir rotulas plásticas, generando fallas dúctiles. (Blanco Blasco, 1994)
- Una disposición hiperestática o redundancia estructural genera mayor capacidad resistente, asimismo permite producir rotulas plásticas disipando energía sísmica. (Blanco Blasco, 1994)
- La estructura debe ser uniforme tanto en planta como en elevación, evitar cambios bruscos de rigidez, concentración de masa, diafragmas flexibles, esquinas entrantes etc. (San Bartolomé, 1998)
- Restringir desplazamientos importantes con la inclusión de muros estructurales de corte en la edificación. Estos desplazamientos podrían incidir en efectos de segundo orden no considerados previamente en el análisis estructural. (Moehle, 2014)
- Implementación de un diafragma rígido (Losa rígida cuya función es mantener una deformación lateral igual en todas las columnas durante un evento sísmico). Si existe aberturas, rigidizar la losa con vigas. (Oshiro Higa, 1980)
- Aislar elementos no estructurales, evitando interacción con elementos estructurales. El edificio se comportaría de manera diferente a lo idealizado, generando esfuerzos no considerados. el incremento de rigidez debido a los elementos no estructurales, reduciría el periodo de vibración y aumentaría la cortante basal. (San Bartolomé, 1998)
- Generar una acción sismorresistente integral de la estructura con la cimentación, implementando sistemas de cimentación para evitar asentamientos diferenciales y momentos de volteo. (Blanco Blasco, 1994)

- Optimizar distribución de arriostres, obteniendo desplazamientos mínimos y una distribución uniforme de reacciones en la cimentación, tal como se aprecia en la Fig. 2-26. Evitar diferencia de rigidez en elevación, disminuyendo desplazamientos relativos de entrepiso (Piso blando), así no se generan efectos de segundo orden no deseados. (Bozzo & Barbat, 2000)

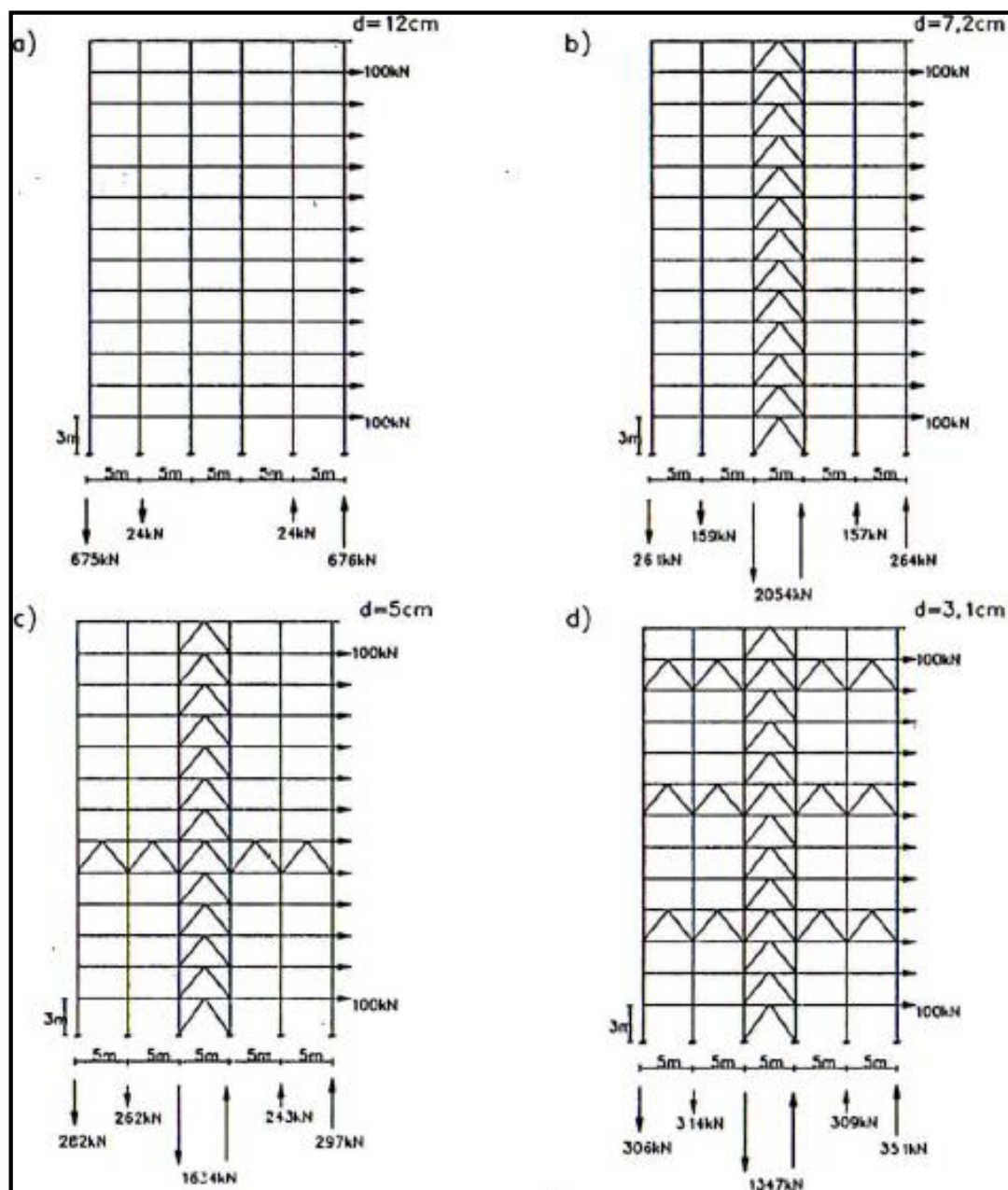


Fig. 2-26 Influencia de la distribución de los arriostres (en planta y en altura) en los desplazamientos y reacciones (Bozzo & Barbat, 2000)

2.5. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales

Para el pre-dimensionamiento se tomará en cuenta los libros; “Estructuración y diseño de edificios de concreto armado” escrito por el Ing. Antonio Blanco Blasco y “Análisis de edificios” escrito por “Ángel San Bartolomé”.

2.5.1. Losas aligeradas unidireccionales

La dirección del armado del aligerado debe ser paralela a la menor longitud del paño, obteniendo mayor rigidez flexional, reduciendo considerablemente las deflexiones. En este sentido, se necesita mayor momento flector para deformarse.

- $e = 17$ cm, longitud de luz menores a 4 mts.
- $e = 20$ cm, longitud de luz entre 4 y 5.5 mts
- $e = 25$ cm, longitud de luz entre 5.5 y 6.5 mts.

La luz mayor es de 5.4 metros, por ende, el espesor de aligerado será de 20 cm

2.5.2. Vigas

Un primer pre-dimensionamiento se considera el peralte un $1/10$ o $1/12$ de luz libre, inclusive $1/14$ si el ancho es 0.5 de la altura, sin embargo, existe restricciones en la norma técnica. La norma peruana de concreto armado E.060, restringe el ancho de elementos que conforman pórticos, a no ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 250 mm. (Blanco Blasco, 1994)

A continuación, se indican dimensiones usuales de vigas, según Antonio Blanco Blasco:

- $L \leq 5.5$ m 25x50, 30x50
- $L \leq 6.5$ m 25x60, 30x60, 40x60
- $L \leq 7.5$ m. 25x70, 30x70, 40x70, 50x70
- $L \leq 8.5$ m 30x75, 40x75, 30x80, 40x80

2.5.3. Columnas

El pre-dimensionamiento está supeditado a cargas axiales y momentos flectores, se debe evaluar cual gobierna en el elemento. Si el sistema estructural es pórticos sin ninguna restricción lateral, se debe dimensionar para resistir momentos flectores debido a fuerzas sísmicas. Si el sistema estructural presenta muros estructurales de corte, entonces los momentos debido al sismo se reducen considerablemente en las columnas, el

dimensionamiento está gobernado por cargas axiales. Se tiene las siguientes recomendaciones (Blanco Blasco, 1994):

- Rigidez lateral controlada por muros estructurales, columnas centrales:

$$Area\ de\ columna = \frac{P\ (servicio)}{0.45f'_c}$$

- Rigidez lateral controlada por muros estructurales, columnas laterales o esquineras:

$$Area\ de\ columna = \frac{P\ (servicio)}{0.35f'_c}$$

- Vigas de gran peralte que descansen sobre columnas, se pre-dimensiona el peralte de la columna en un 70 u 80% del peralte de viga.
- Columnas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento, la relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4. (ACI 318-14, 2014)

2.5.4. Muros estructurales

El pre-dimensionamiento de este elemento se basará en un proceso iterativo durante el análisis sísmico y dependerá de los límites de distorsión del entrepiso (Deriva) fijados por la norma E.030. (Blanco Blasco, 1994)

2.5.5. Arriostres

Para la selección de perfiles de acero primero se descartarán los perfiles que no presenten capacidad significativa de deformación inelástica. Al igual que los muros estructurales, el pre-dimensionamiento se basará en un proceso iterativo durante el análisis sísmico y dependerá de los límites de distorsión del entrepiso (Deriva) fijados por la norma E.030. (Blanco Blasco, 1994)

2.5.6. Zapatas

El pre-dimensionamiento del área está subordinado al esfuerzo admisible del suelo, cargas gravitatorias y sísmicas transmitidas por los elementos verticales (columnas y muros). El espesor de la zapata se calcula en torno al efecto de punzonamiento. (San Bartolomé, 1998)

3. CAPÍTULO III: PROYECTO PARA INVESTIGACIÓN

3.1. Datos generales del proyecto

El proyecto arquitectónico planteado consta de 3 torres adyacentes. El proyecto integral se compone de dos núcleos de circulaciones verticales en los edificios de cada extremo, cada uno con una escalera de evacuación y núcleo de ascensores.

La torre central no presenta ningún tipo de elementos para la circulación vertical; se accede a ella por los núcleos contiguos.

Se realizará el análisis y diseño estructural de las 3 torres. Sin embargo, solamente para la torre central se calculará el costo directo porque esta presentará diferente sistema estructural.

Datos generales del proyecto:

- Ubicación: Parque industrial, Arequipa, Arequipa, Perú
- N° de pisos: 11 niveles
- Uso: Oficinas
- Área construida por nivel de torre central: 909.06 m²
- Área construida por nivel de núcleos de circulación vertical: 117.84 m²
- Altura primer nivel: 5.35 m.
- Altura resto de niveles: 3.40 m.

En la Fig. 3-1 se muestra la planta arquitectónica típica en la cual se aprecia la configuración arquitectónica.

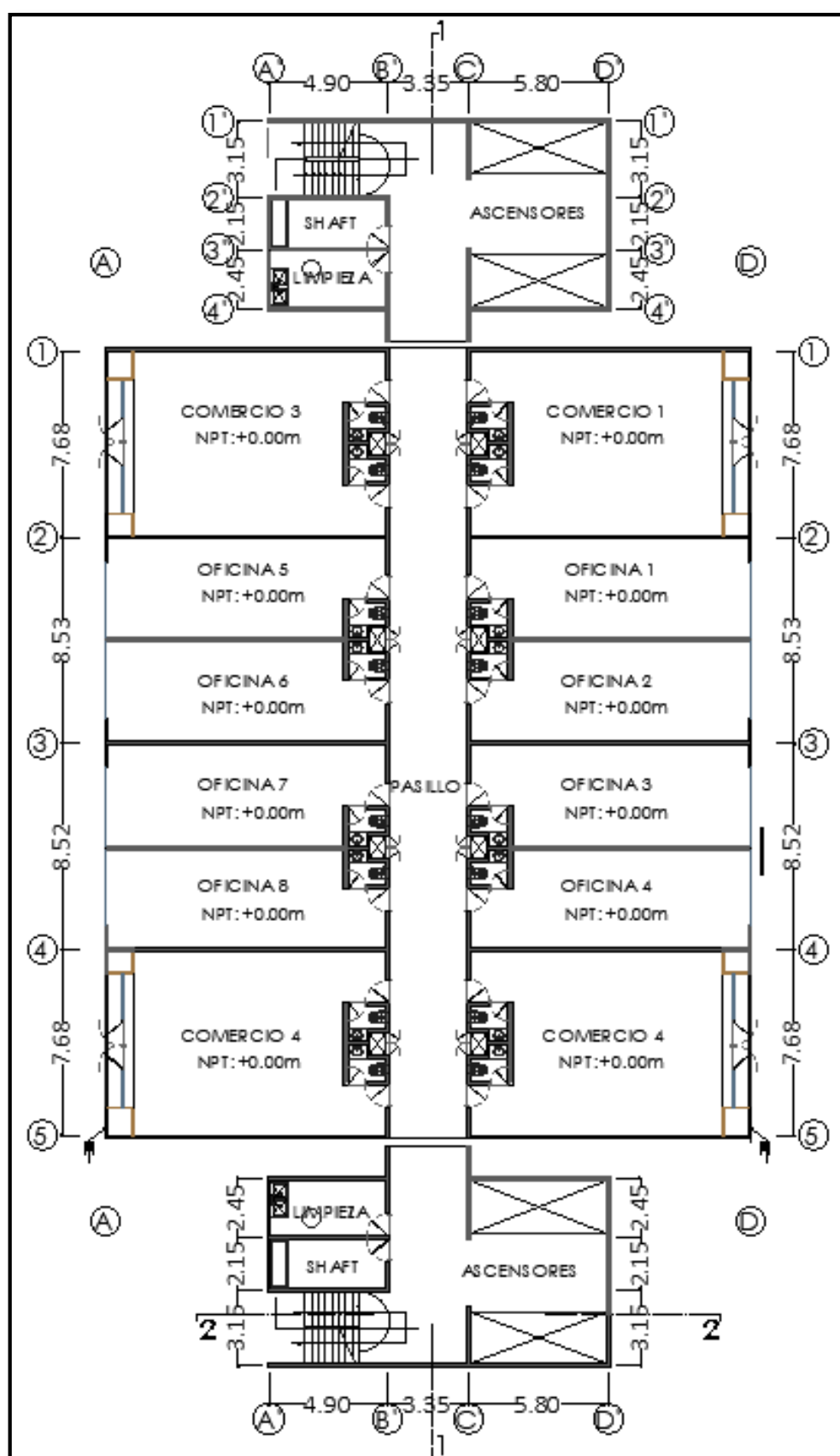


Fig. 3-1 Planta arquitectónica típica

(Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 3-2 se muestra la sección transversal 1-1 la cual se aprecia los niveles de la edificación.



Fig. 3-2 Sección transversal 1-1 (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 3-3 se muestra la sección transversal 2-2, en la cual se aprecia los niveles del núcleo de circulación vertical.

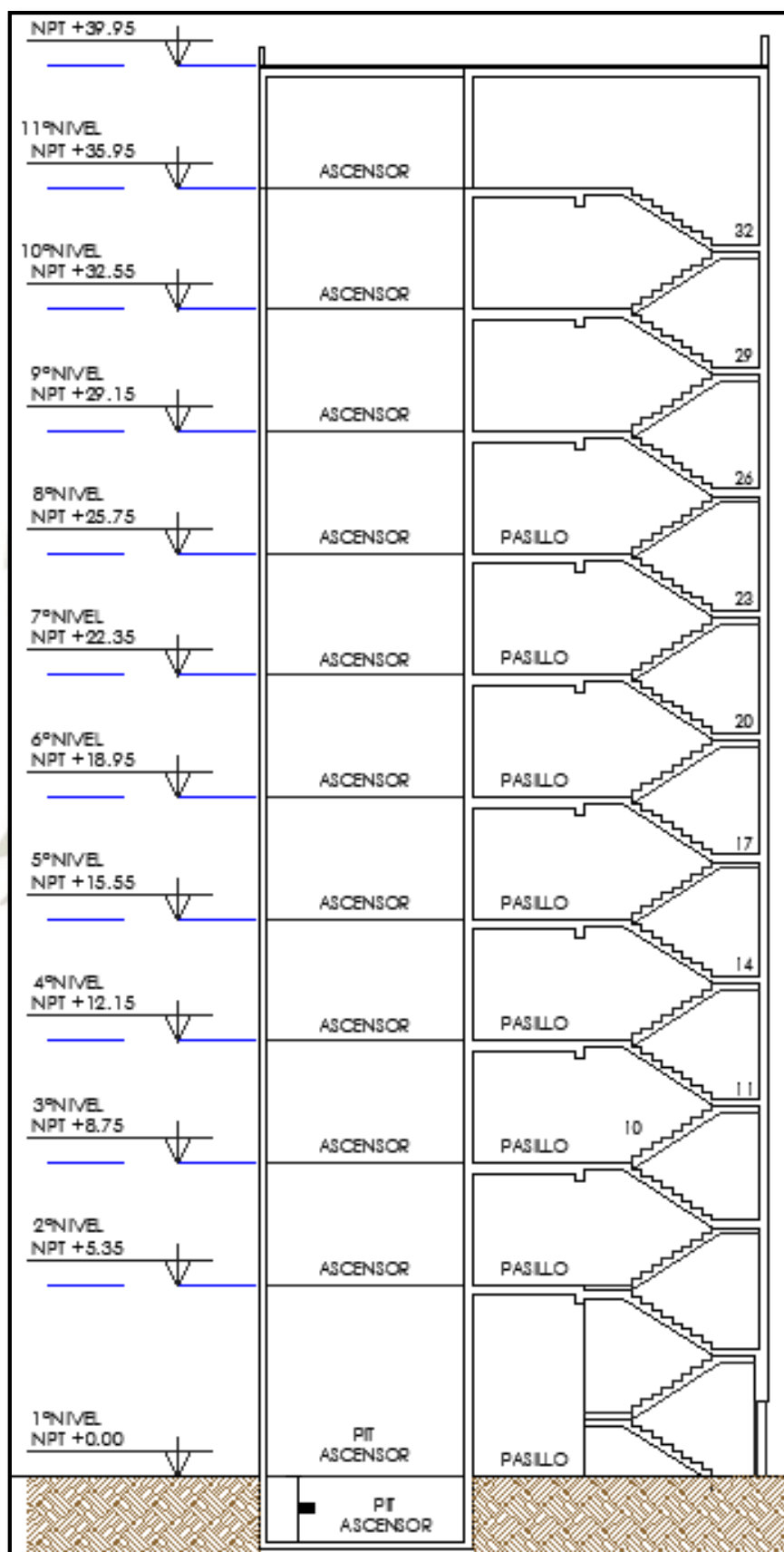


Fig. 3-3 Sección transversal 2-2 (Fuente: Elaboración propia)

3.2. Características geotécnicas del sitio

Las características geotécnicas del sitio son imprescindibles para la concepción del diseño estructural. Si bien es cierto, en esta investigación se excluye el análisis de interacción suelo-estructura, los parámetros geotécnicos serán utilizados para el análisis y diseño del sistema de cimentación; y los parámetros sísmicos serán utilizados para el diseño del espectro de diseño inelástico. Asimismo, en la caracterización geotécnica se define la profundidad de desplante, la cual influirá en el costo directo de las partidas de estructura.

A continuación, se resume los datos geotécnicos obtenidos del estudio de mecánica de suelos (EMS):

➤ **Parámetros geotécnicos**

- Profundidad de desplante: $D_f = 2.40 \text{ m}$
- Capacidad portante admisible: $q_a = 4.62 \text{ kgf/cm}^2$

➤ **Parámetros sísmicos**

- Factor de zona: $Z = 0.35 \text{ m}$
- Perfil del suelo: S2
- Factor de amplificación del suelo: 1.15
- Periodos característicos: $T_P = 0.6 \text{ s}$, $T_L = 2.0 \text{ s}$

3.3. Normas técnicas utilizadas

Esta pesquisa se basará en las siguientes normas o códigos de diseño:

➤ **Normas técnicas nacionales**

- Norma de cargas E.020 (2006)
- Norma de diseño sismorresistente E.030 (2018)
- Norma de concreto armado E.060 (2009)
- Norma de estructuras metálicas E.090 (2006)

➤ **Normas técnicas americanas**

- *Specification for structural Steel buildings* - AISC 360-16
- *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* ASCE – 16
- *Building Code Requirements for Structural Concrete*- ACI 318-14

4. CAPÍTULO IV: CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Las consideraciones de diseño detallan características de los materiales, cargas de gravedad y sísmicas, así como las consideraciones del modelo estructural para ambos sistemas estructurales. Estos datos serán base para el análisis y diseño estructural.

4.1. Materiales a emplearse

Para el sistema estructural de muros de concreto armado, le corresponden materiales como concreto y acero de refuerzo. Para el sistema estructural pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero, le corresponde concreto, acero de refuerzo y acero estructural A36. A continuación se detalla las características mecánicas de cada material:

➤ Concreto

- Resistencia a compresión: $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de poisson: $\nu = 0.15$
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 250998.01 \text{ kgf/cm}^2$
- Deformación unitaria a compresión: $\epsilon_{cu} = 0.003 \text{ mm/mm}$

➤ Acero de refuerzo

- Límite de fluencia del acero (Grado 60): $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2\,000\,000 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de poisson: $\nu = 0.30$
- Deformación unitaria a tracción: $\epsilon_y = 0.0021 \text{ mm/mm}$

➤ Acero estructural A36

- Límite de fluencia del acero (Grado 36): $f_y = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2$
- Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión: $f_u = 4077.80 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2\,000\,000 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de poisson: $\nu = 0.30$

4.2. Cargas de gravedad

Las cargas de la estructura son todas aquellas que se deben considerar para el análisis y diseño de la edificación. La norma peruana impone cargas mínimas y en ningún caso se deben colocar cargas menores. Las cargas pueden ser muerta, viva y de sismo, existen otro tipo de cargas a las que puede estar sujeto una edificación, tales como viento, nieve, efecto

térmico, hidrostáticas etc. (RNE, E.020, 2006). Para el caso de estudio solamente tomaremos en cuenta las tres primeras. Las cargas de gravedad serán aplicadas por igual a las 3 torres.

➤ **Carga viva**

Peso de ocupantes, materiales, equipos, muebles, tabiques, y otros elementos movibles en la edificación. Según especificaciones arquitectónicas, esta edificación tiene el uso de oficinas, y presenta tabiquería móvil (drywall), por consiguiente, presenta las siguientes cargas:

- Oficinas corredores y escaleras: 0.40 tonf/m²
- Oficinas Salas de computación: 0.25 tonf/m²
- Sobrecarga azotea: 0.10 tonf/m²
- Tabiquería móvil: 0.10 tonf/m²

Estas cargas serán aplicadas a ambos sistemas estructurales, puesto que no dependen de sus elementos estructurales, solamente de su uso y elementos arquitectónicos. En la Fig. 4-1 y Fig. 4-2 se observa las cargas distribuidas aplicadas en el modelo estructural en el programa ETABS 9.7.4.

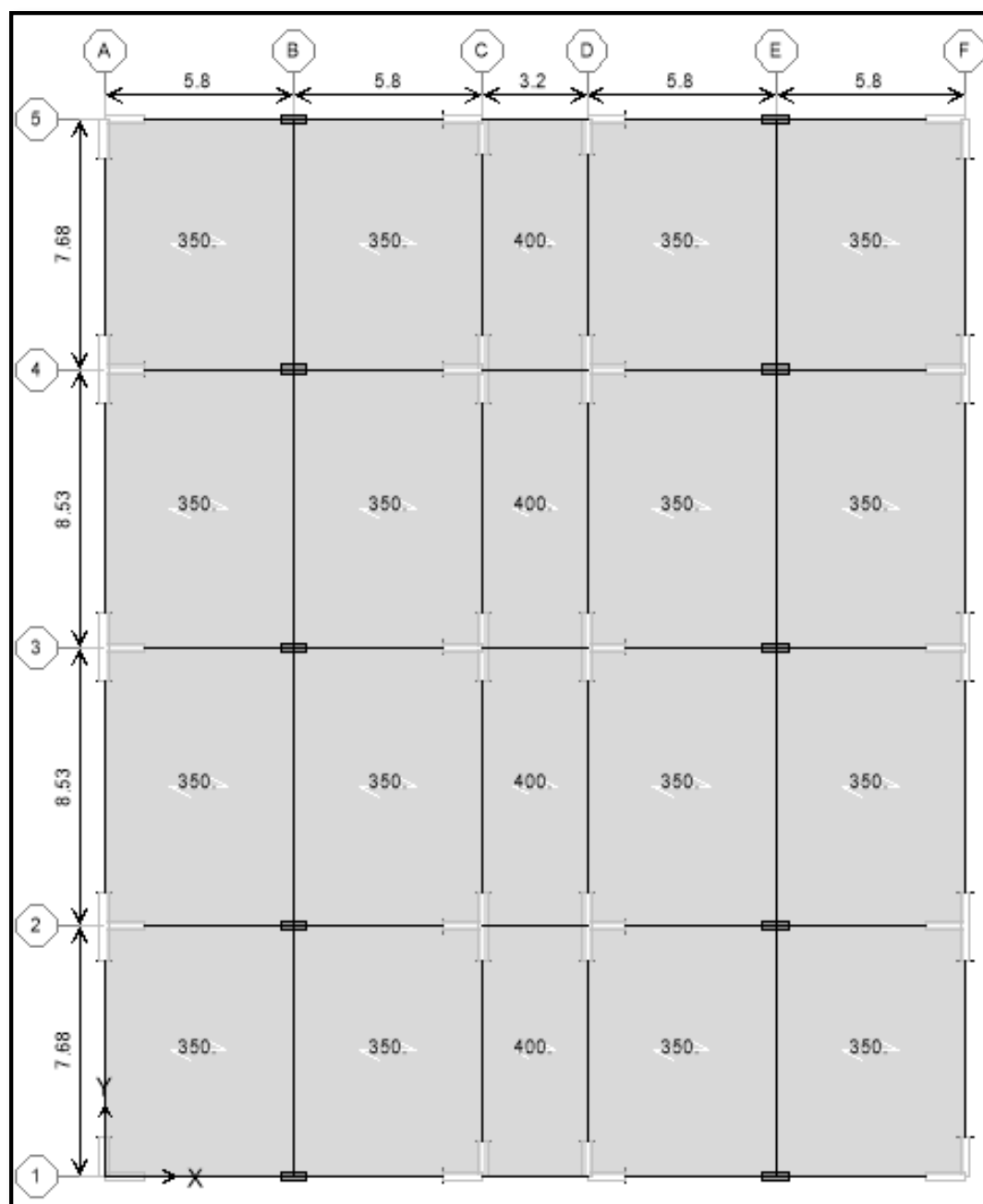


Fig. 4-1 Carga viva distribuida en el modelo para el 1er a 9no nivel de la estructura (kgf/m²) (Fuente: Elaboración propia)

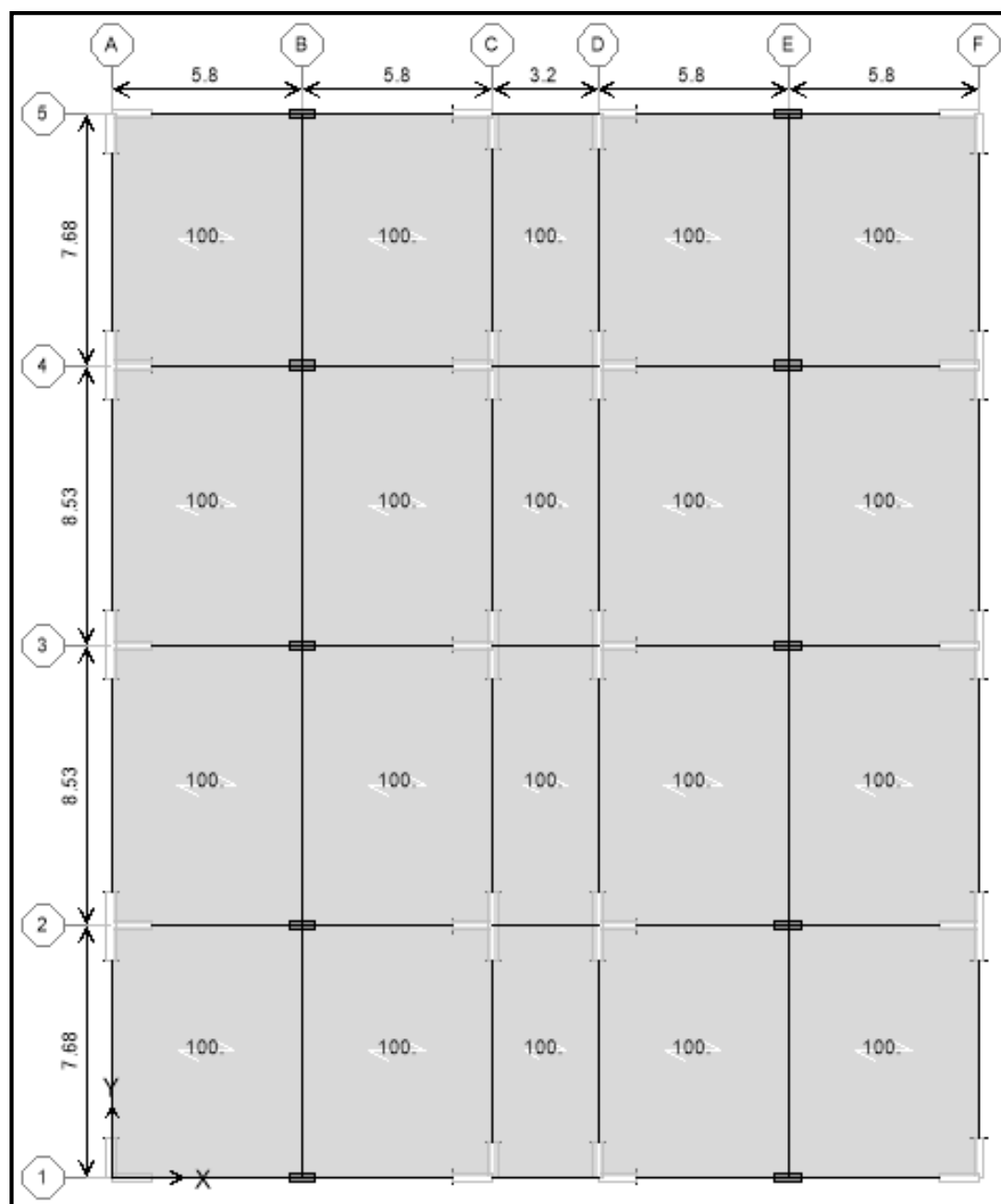


Fig. 4-2 Carga viva distribuida en el modelo para la azotea de la estructura (kgf/m²)
(Fuente: Elaboración propia)

➤ Carga muerta

Peso de materiales, dispositivos de servicio, equipos tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluye peso propio de carácter permanente. El peso propio de los elementos será calculado del producto del volumen del elemento por el peso unitario de cada material. Estos cálculos serán realizados por el programa computacional ETABS 9.7.4. Se utilizará los siguientes pesos específicos y cargas muertas adicionales.

- Peso específico del concreto armado: 2400 kgf/m^3
- Peso específico del acero estructural: 7833 kgf/m^3
- Losa aligerada unidireccional (Casetón de poliestireno expandido):
 - Espesor de 20 cm, peso propio: 250 kgf/m^2
- Piso terminado: 100 kgf/m^2
- Albañilería de unidades de arcilla pandereta: 1400 kgf/m^3

En la Fig. 4-3 se observa la carga muerta distribuida debido al piso terminado.



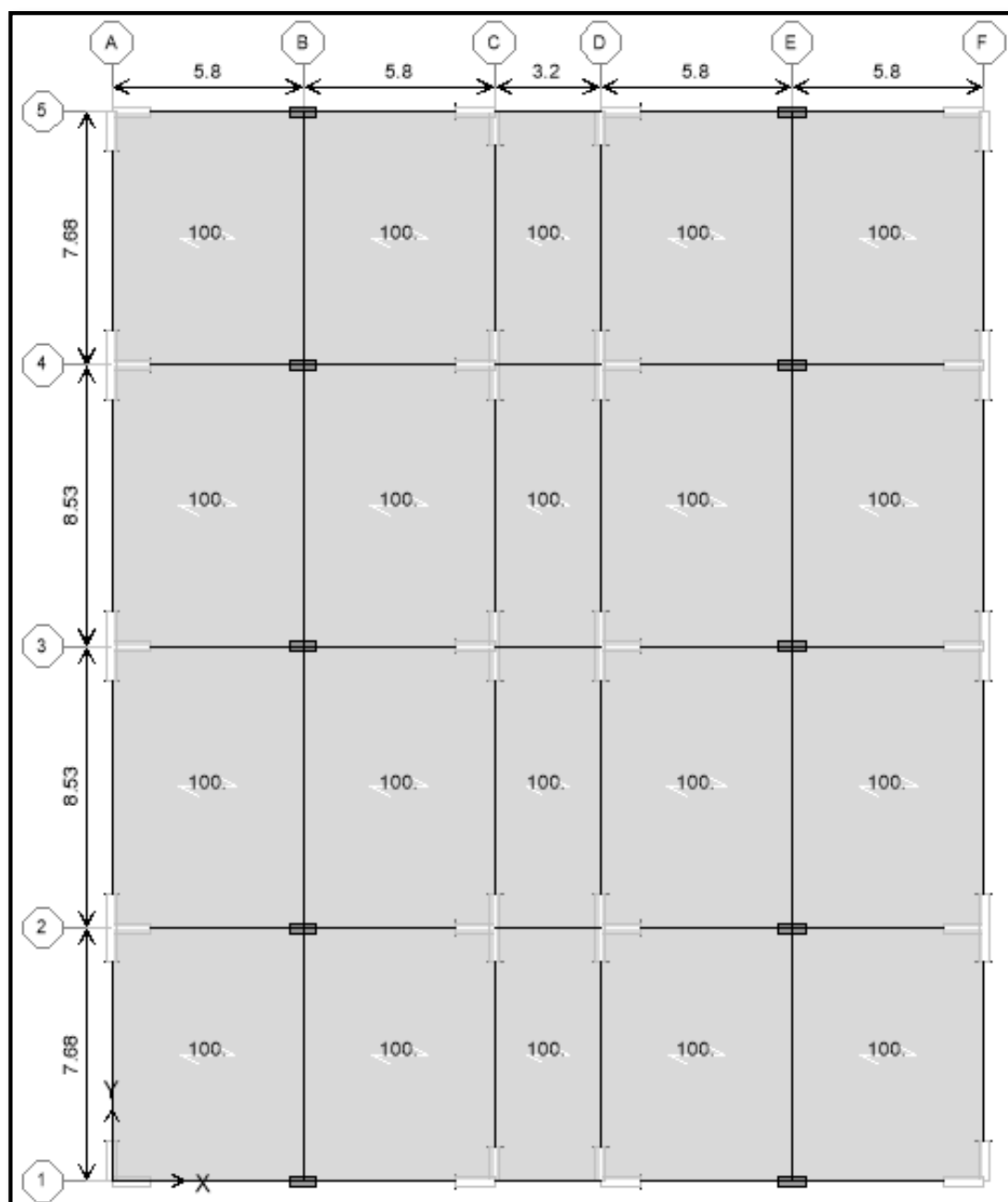


Fig. 4-3 Carga distribuida de piso terminado en el modelo para el 1er a 10mo nivel de la estructura (kgf/m²) (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 4-4 se observa la carga muerta distribuida debido a la tabiquería de ladrillo pandereta. Esta tabiquería se encuentra en el eje 5 y 1 de la edificación.

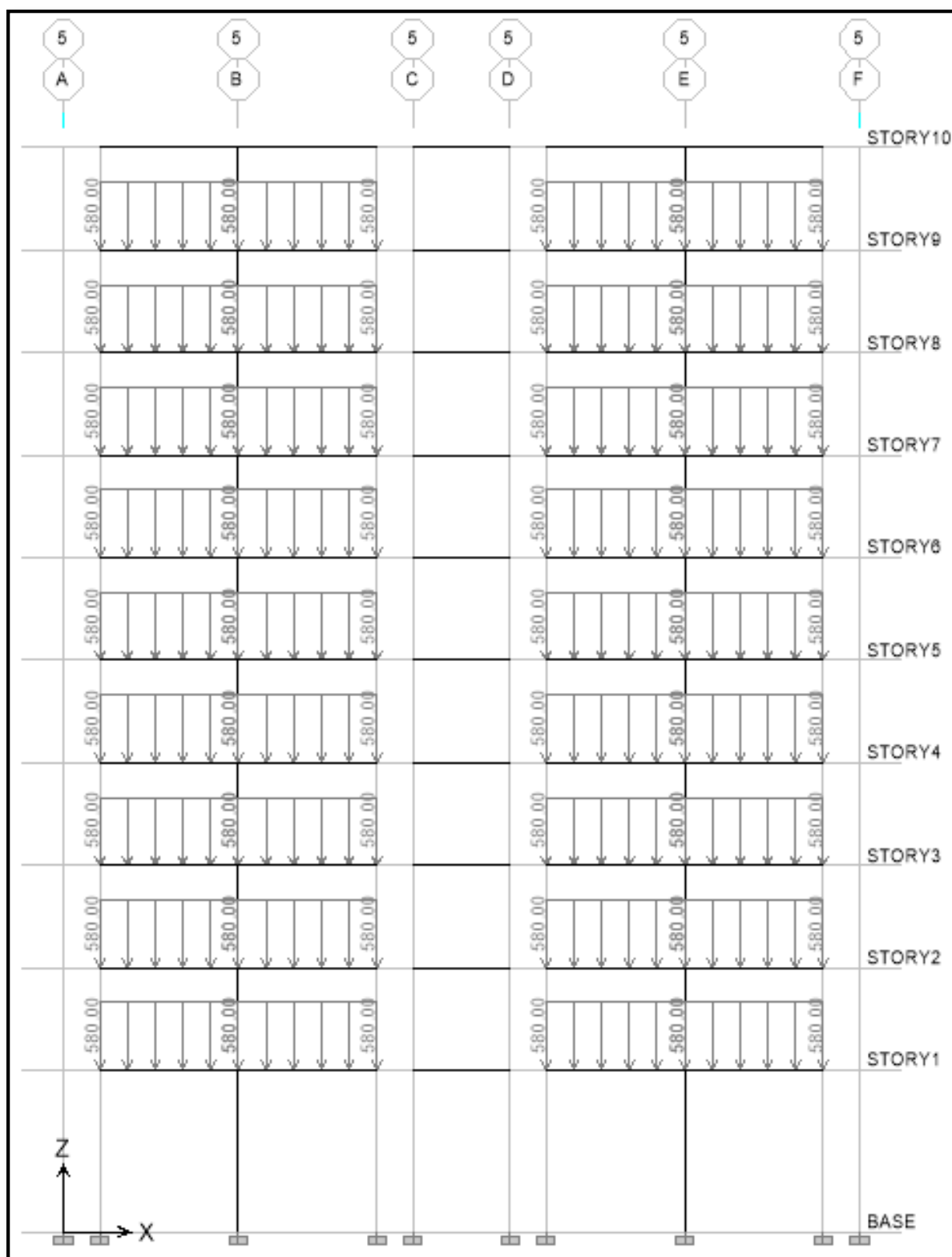


Fig. 4-4 Carga distribuida de tabiquería de ladrillo pandereta en el modelo (kgf/m)
(Fuente. Elaboración propia)

4.3. Cargas sísmicas

4.3.1. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos serán obtenidos del acápite 2.3 los cuales serán utilizados para obtener el espectro de diseño de pseudoaceleración. El espectro de respuesta de pseudoaceleración para ambos sistemas estructurales se obtendrá con los siguientes parámetros:

➤ Parámetros sísmicos para ambas estructuras en dirección X-X y Y-Y

- $Z=0.35$
- $S=1.15$
- $T_P=0.6 \text{ s}$
- $T_L=2.00 \text{ s}$
- $U=1.00$
- $R=6$

4.4. Idealización estructural

Un buen análisis y diseño estructural está supeditado a la calidad de la idealización estructural, el objetivo de esta es hacer coincidir la respuesta calculada en el modelo con la respuesta real de una estructura. Sin embargo, para la idealización estructural se consideran ciertas suposiciones que aceleran el proceso de análisis, pero sin desviarse de la respuesta real. Para los modelos estructurales de la presente investigación se tomarán las siguientes consideraciones.

Una estructura que está sometida a una vibración presenta cambios graduales de propiedades geométricas y mecánicas a través del tiempo. Esto genera modificaciones en la rigidez, amortiguamiento y periodo de la estructura. Para tomar en cuenta estos cambios graduales, se tendría que realizar una idealización estructural no lineal cuyas propiedades de rigidez y amortiguamiento varían con el nivel de deformación. Sin embargo, este estudio plantea un análisis lineal, por ello queda descartadas alteraciones en sus propiedades geométricas y mecánicas a través del tiempo. (Chopra, 2012)

Los elementos estructurales que aporten rigidez a la edificación (Vigas, columnas, losas, muros y arriostres) deben ser idealizados en el modelo, mientras que para la obtención de

masa que influye en el modelo, se debe tomar en cuenta tanto elementos estructurales y no estructurales. (Chopra, 2012)

Las estructuras estudiadas serán sometidas a un análisis tridimensional dinámico elástico. La modelación y análisis se realizará en los programas computacionales ETABS 9.7.4 y SAFE 12.3.1 y se tendrá las siguientes consideraciones:

- Elementos reticulares (viga, vigas de cimentación, columnas y arriostres) tipo *frame*.
- Elementos laminares (Muros de estructurales de corte) tipo *Shell*.
- Elementos laminares (Losas) tipo membrana.
- Elementos laminares (Zapatas) tipo *thick plate*.
- Se asigna diafragma rígido a las losas aligeradas unidireccionales.
- Se considera 3 grados de libertad en cada diafragma rígido, dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación.
- Se considera empotramiento en la base, sin considerar interacción suelo-estructura.
- Los elementos serán analizados con secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.
- La excentricidad accidental estará en el orden del 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular de análisis.
- El amortiguamiento total de la estructura es equivalente a un amortiguamiento viscoso, tomando un valor máximo de 5% del amortiguamiento crítico.
- Las zapatas, en el sistema de cimentación, presentan restricción de desplazamiento en el plano horizontal.
- Se genera rótulas en los extremos de los arriostres para evitar que resistan momentos. Estos elementos trabajan solamente con fuerza axial.

En la Fig. 4-5 se observa el modelo estructural del sistema de muros estructurales. En donde los elementos de color amarillo representan vigas, los de color rojo son muros estructurales de corte, y los de color gris son losas aligeradas unidireccionales.

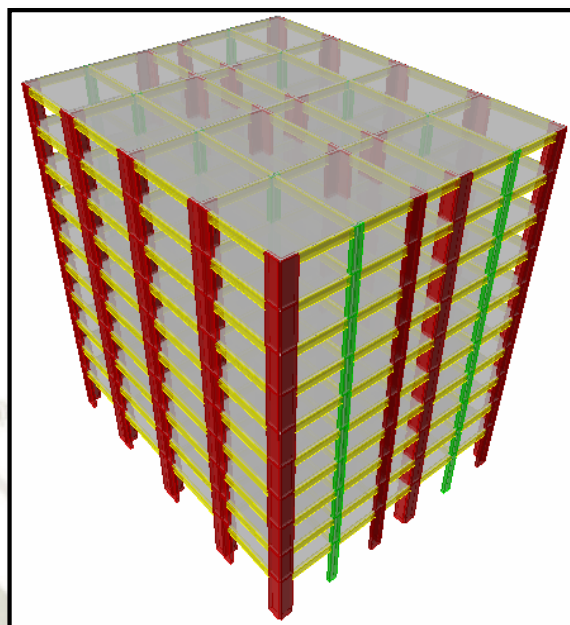


Fig. 4-5 Modelo estructural del Sistema de muros de concreto armado realizado en el programa computacional ETABS 9.7.4. (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 4-6 se observa el modelo estructural del sistema pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. En donde los elementos de color amarillo representan vigas y arriostres, los de color verde son columnas, y los de color gris son losas aligeradas unidireccionales.

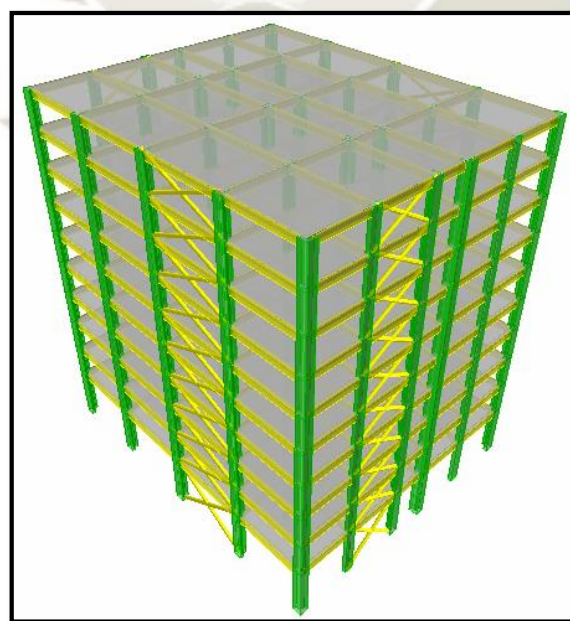


Fig. 4-6 Modelo estructural del Sistema de Pórticos de concreto armado arriostrados realizado en el programa computacional ETABS 9.7.4. (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 4-7 se observa el modelo estructural de los dos núcleos de circulación vertical. Este modelo presenta muros estructurales de color rojo, columnas de color verde, vigas de color amarillo y losas bidireccionales macizas de color gris.

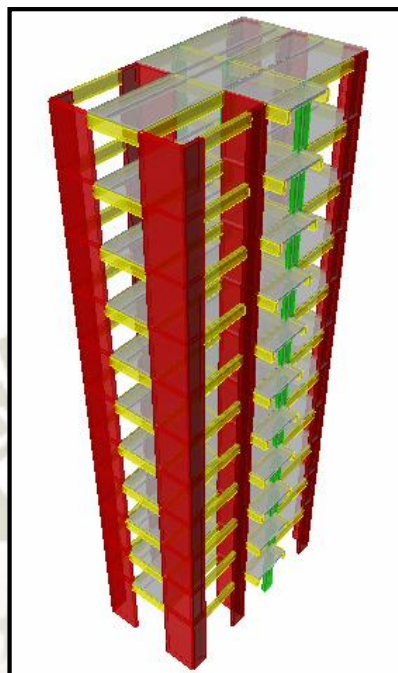


Fig. 4-7 Modelo estructural del núcleo de circulación vertical realizado en el programa computacional ETABS 9.7.4. (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 4-8 se observa el modelo de cimentación para la edificación central. Este modelo representa la configuración para ambos sistemas estructurales. Se aprecia las vigas de cimentación y las zapatas. Asimismo, en la Fig. 4-9 se observa el modelo de cimentación para el núcleo de circulación vertical.

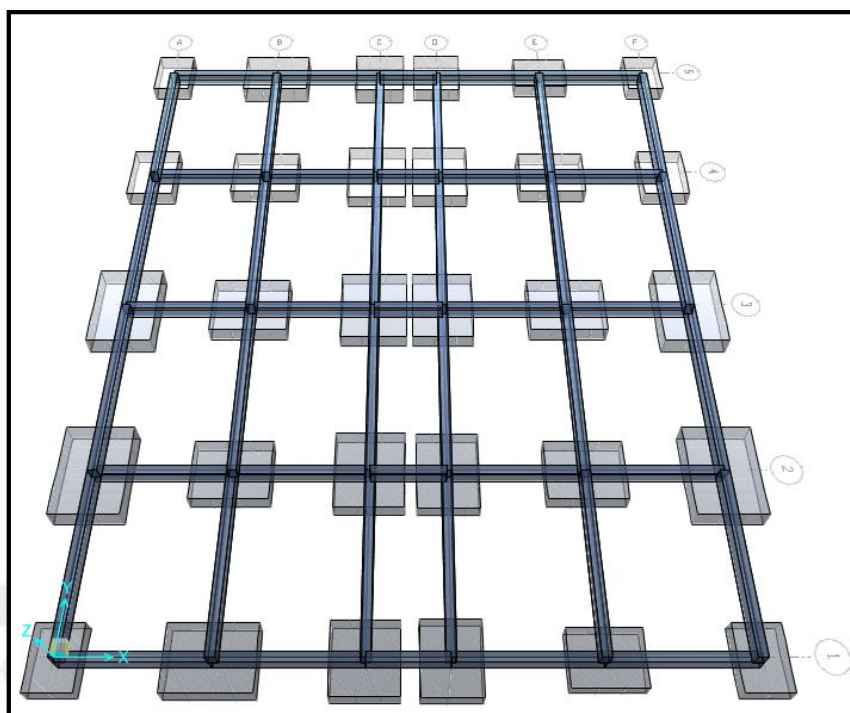


Fig. 4-8 Modelo de cimentación de edificación central realizado en el programa computacional SAFE 12.3.1 (Fuente: Elaboración propia)

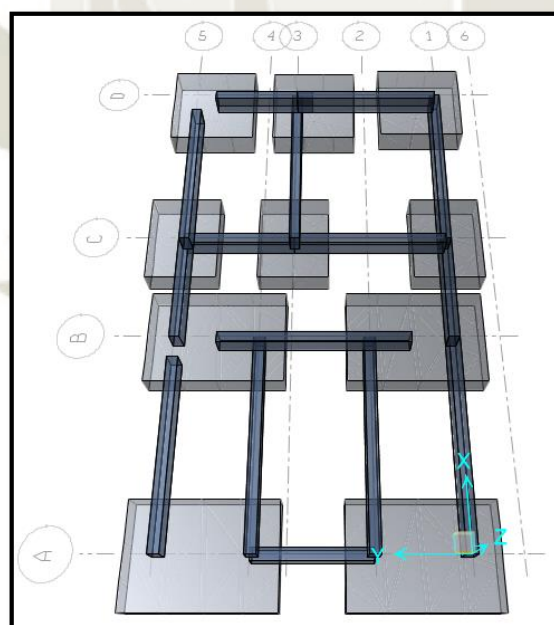


Fig. 4-9 Modelo de cimentación de núcleo de circulación vertical realizado en el programa computacional SAFE 12.3.1 (Fuente: Elaboración propia)

5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES

5.1. Análisis sísmico estático

Las solicitaciones sísmicas son representadas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. (RNE, E.030, 2018)

La aplicación de este método de análisis presenta los siguientes requisitos (RNE, E.030, 2018):

- En zona sísmica 1, es aplicable a estructuras regulares o irregulares
- En zona sísmica 2,3 y 4, es aplicable a estructuras regulares, y de no más de 30 metros de altura.
- En zona sísmica 2,3 y 4, es aplicable a estructuras regulares o irregulares, para estructuras de muros estructurales de concreto armado y albañilería de no más de 15 metros de altura.

Las estructuras estudiadas no cumplen con ningún requisito anterior. Sin embargo, se tiene que hallar la fuerza cortante mínima, la cual depende de la cortante estática y dinámica.

5.1.1. Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Para la edificación que presenta sistema de muros estructurales, C_T es igual a 60 y tiene 35.95 m de altura.

$$T = \frac{35.95}{60} = 0.599 \text{ s}$$

Para el análisis sísmico estático, la edificación de muros estructurales tiene 0.599 s como periodo de vibración.

5.1.2. Peso sísmico de la edificación

El peso sísmico de la edificación se halla adicionando a la carga muerta permanente, un porcentaje de carga viva (RNE, E.030, 2018). En este caso, por ser una edificación de categoría C, se toma el 25% de la carga viva o sobrecarga.

A continuación en la Tabla 5-1 se muestra el resumen del metrado manualmente de cargas de la edificación de muros estructurales.

Tabla 5-1
Metrado de cargas manual

Nivel	Carga Muerta (tonf)	Carga Viva (tonf)	Peso sísmico "Pi" (tonf)
1	633.45	264.11	740.82
2	547.99	264.11	640.30
3	547.99	264.11	640.30
4	547.99	264.11	640.30
5	547.99	264.11	640.30
6	547.99	264.11	640.30
7	547.99	264.11	640.30
8	547.99	264.11	640.30
9	547.99	264.11	640.30
10	547.99	74.17	566.53
Total	5565.38	2451.18	6429.72

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior se obtiene 6429.72 tonf como peso sísmico de la edificación de muros estructurales, este peso sísmico se obtuvo del metrado de cargas manualmente.

A continuación en la Tabla 5-2 se muestra el resumen del metrado de cargas de la edificación de muros estructurales utilizando el programa ETABS 9.7.4.

Tabla 5-2
Metrado de cargas utilizando ETABS 9.7.4

Nivel	Carga Muerta (tonf)	Carga Viva (tonf)	Peso sísmico "Pi" (tonf)
1	714.27	304.65	790.43
2	606.65	304.65	682.82
3	606.65	304.65	682.82
4	606.65	304.65	682.82
5	606.65	304.65	682.82
6	606.65	304.65	682.82
7	606.65	304.65	682.82
8	606.65	304.65	682.82
9	606.65	304.65	682.82
10	587.56	85.56	608.95
Total	6155.06	2827.44	6861.92

Fuente: Elaboración propia

Del metrado de cargas utilizando el programa ETABS 9.7.4 se obtuvo 6155.06 tonf de carga muerta, 2827.44 tonf de carga viva y peso sísmico de 6861.92 tonf. Sin embargo, para el

análisis y diseño se utilizará el peso sísmico obtenido del programa ETABS 9.7.4, pues el programa utilizará este mismo peso para el análisis sísmico dinámico. El peso sísmico será utilizado para el cálculo de la fuerza cortante estática basal.

5.1.3. Fuerza cortante estática basal

Para el cálculo de fuerza cortante estática en la base de la estructura se utilizará la siguiente expresión.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Los parámetros sísmicos para el análisis estático serán los siguientes:

- Z=0.35
- S=1.15
- C=2.5
- U=1.00
- R=6

$$V = \frac{(0.35)(1.00)(2.50)(1.15)}{6} (6861.9)$$

$$V = 1150.81 \text{ ton}$$

La fuerza cortante estática basal para el sistema de muros estructurales tendrá valor de 1150.81 tonf.

5.1.4. Distribución de fuerzas sísmica

La distribución de fuerzas inerciales en altura en la edificación depende del peso sísmico, altura y factor K (Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura).

Para la distribución se aplican las siguientes ecuaciones, dadas en la norma E030:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

$$F_i = \alpha_i V$$

Para T menor o igual a 0.5 segundos; K=1.0

Para T mayor que 0.5segundos; K= (0.75+0.5T) ≤ 2.0

En la Tabla 5-3 se muestra el resumen de fuerzas inerciales y fuerzas cortantes distribuidas en cada nivel. Para este sistema estructural K es igual a 1.04958.

Tabla 5-3
Distribución de fuerzas sísmicas

Nivel	Carga Muerta (tonf)	Carga Viva (tonf)	Peso sísmico "P _i " (tonf)	Altura "H _i " (m)	P _i ·H _i	α _i	Fuerza inercial (tonf)	Fuerza cortante (tonf)
1	638.05	304.65	714.21	5.35	4909.42	0.02	18.99	823.40
2	579.16	304.65	655.32	8.75	7929.42	0.04	30.67	804.41
3	579.16	304.65	655.32	12.15	11564.21	0.05	44.72	773.75
4	579.16	304.65	655.32	15.55	15356.19	0.07	59.39	729.02
5	579.16	304.65	655.32	18.95	19275.09	0.09	74.54	669.63
6	579.16	304.65	655.32	22.35	23301.03	0.11	90.11	595.09
7	579.16	304.65	655.32	25.75	27419.89	0.13	106.04	504.97
8	579.16	304.65	655.32	29.15	31621.05	0.15	122.29	398.93
9	579.16	304.65	655.32	32.55	35896.24	0.17	138.83	276.64
10	558.94	85.56	580.33	35.95	35634.03	0.17	137.81	137.81
Total	5830.27	2827.44	6537.13	35.95	212906.57	1.00	823.40	-

Fuente: Elaboración propia

5.2. Análisis sísmico dinámico modal espectral

El análisis sísmico dinámico que se ejecutará será el modal espectral. Este análisis se basa en un espectro de diseño uniforme que provee nivel de aceleración en función del periodo y de la fracción de amortiguamiento. El espectro de diseño que se utilizará para esta investigación será el espectro de pseudoaceleraciones inelástico.

Para el análisis en la dirección vertical se considera 2/3 del espectro utilizado para las direcciones horizontales. Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro de diseño inelástico de pseudoaceleraciones definido por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

En la Fig. 5-1 se muestra los valores que se han utilizado para obtener el espectro de diseño de pseudoaceleraciones inelástico. Asimismo, se muestra la gráfica del espectro de diseño en ambos sentidos. Este espectro de diseño será utilizado para ambas estructuras por tener los mismos parámetros sísmicos.

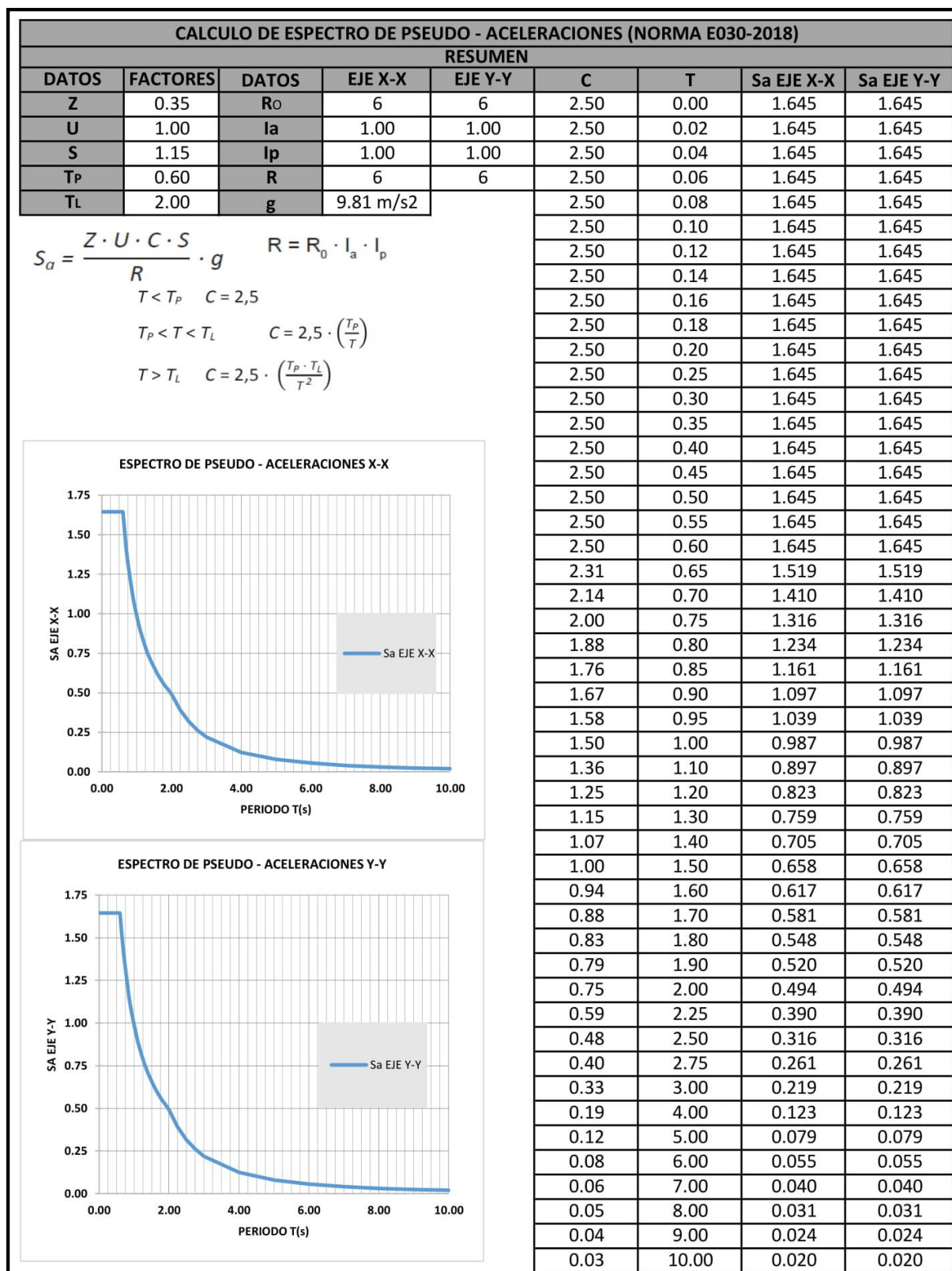


Fig. 5-1 Espectro de diseño de pseudoaceleraciones inelástico

(Fuente: Elaboración propia)

Las estructuras poseen distintas formas de vibrar, las cuales se les conoce como modos de vibración. Los modos de vibración dependen de características inherentes de cada estructura, tales como, la masa y la rigidez. Sin embargo, la manifestación de un determinado modo de vibración dependerá de la naturaleza del sismo.

Los modos de vibración (r_i) deben ser analizados en conjunto para obtener la respuesta máxima esperada tanto a nivel de elementos como a nivel global de la estructura. Para obtener la respuesta máxima esperada (r) se puede sumar un porcentaje de la combinación cuadrática y combinación absoluta:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

En la Fig. 5-2 se muestra los datos ingresados al programa ETABS 9.7.4 para obtener dos casos de espectro de diseño en la dirección X-X. Para el espectro ESPXX1 se utiliza la combinación modal SRSS (cuadrática) y para el espectro ESPXX2 la combinación modal ABS (absoluta).

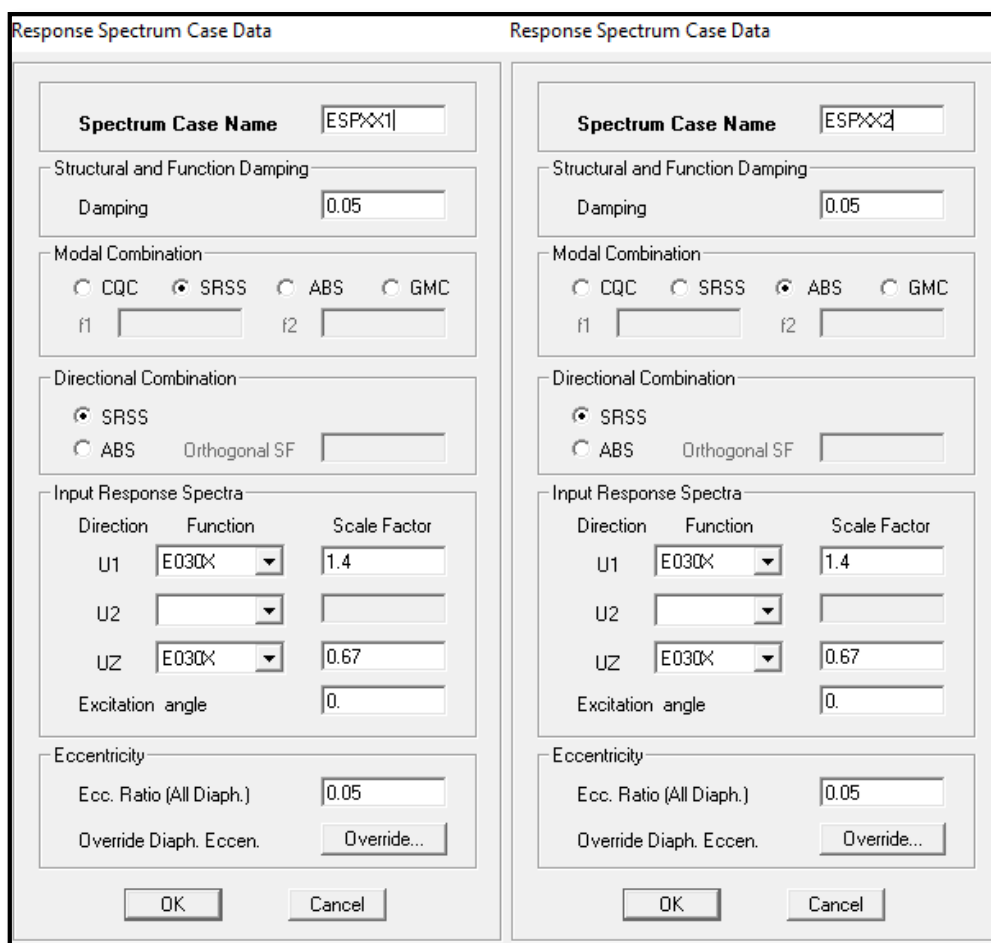
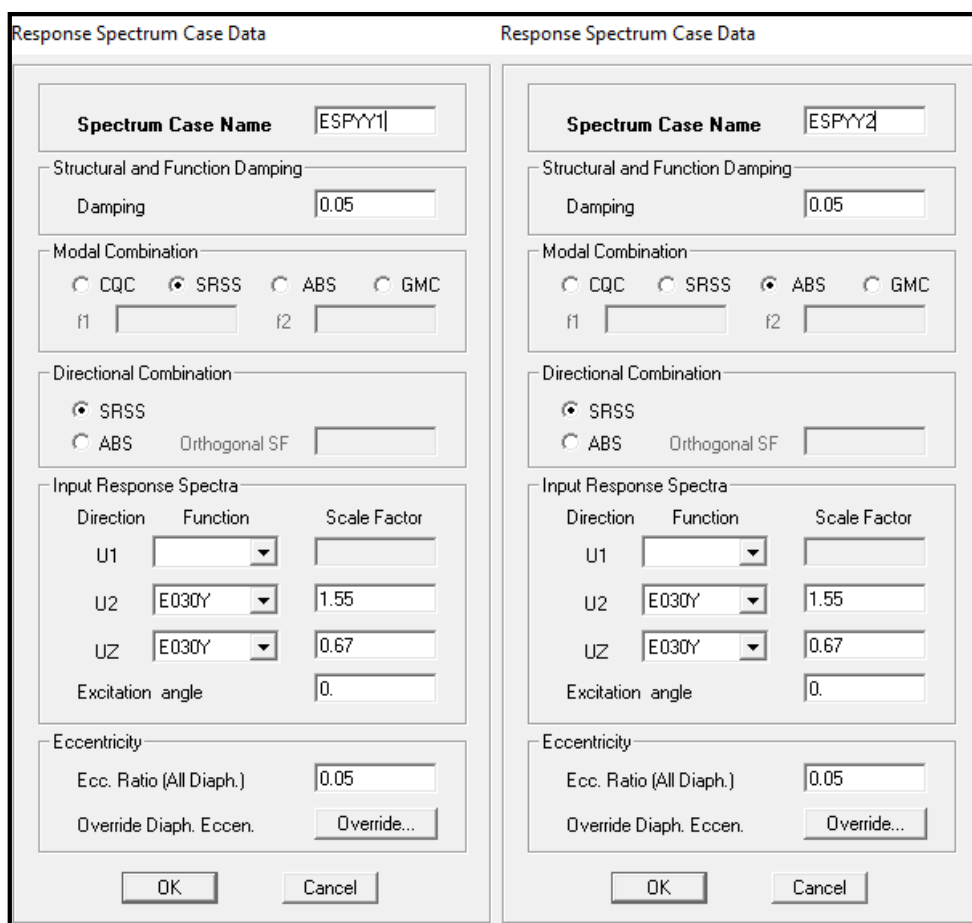


Fig. 5-2 Casos de espectro de diseño en el sentido X-X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Asimismo, en la Fig. 5-2 se aprecia los siguientes parámetros empleados:

- Coeficiente de amortiguamiento: 5%
- Factor de amplificación horizontal en dirección X-X: 1.4 (Este factor se obtendrá en el acápite 5.2.2)
- Factor de amplificación vertical: $2/3 \approx 0.67$
- Excentricidad accidental: 5%

En la Fig. 5-3 se muestra los datos ingresados al programa ETABS 9.7.4 para obtener dos casos de espectro de diseño en la dirección X-X. Para el espectro ESPYY1 se utiliza la combinación modal SRSS (cuadrática) y para el espectro ESPYY2 la combinación modal ABS (absoluta).



Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name [ESPY1]

Structural and Function Damping

Damping [0.05]

Modal Combination

☐ CQC ☒ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 [] f2 []

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF []

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	[]	[]
U2	E030Y	1.55
UZ	E030Y	0.67

Excitation angle [0.]

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) [0.05]

Override Diaph. Eccen. [Override...]

[OK] [Cancel]

Fig. 5-3 Casos de espectro de diseño en el sentido Y-Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Asimismo, en la Fig. 5-3 se aprecia los siguientes parámetros empleados:

- Coeficiente de amortiguamiento: 5%
- Factor de amplificación horizontal en dirección Y-Y: 1.55 (Este factor se obtendrá en el acápite 5.2.2)
- Factor de amplificación vertical: $2/3 \approx 0.67$
- Excentricidad accidental: 5%

En la Fig. 5-4 se observa la combinación de carga sísmica en el eje X-X y Y-Y. Como se indicó anteriormente, el criterio de combinación para obtener la respuesta máxima elástica es la suma del 75% de ESPXX1 y 25% de ESPXX2. Esta distribución se aplicará igual para la dirección Y-Y.

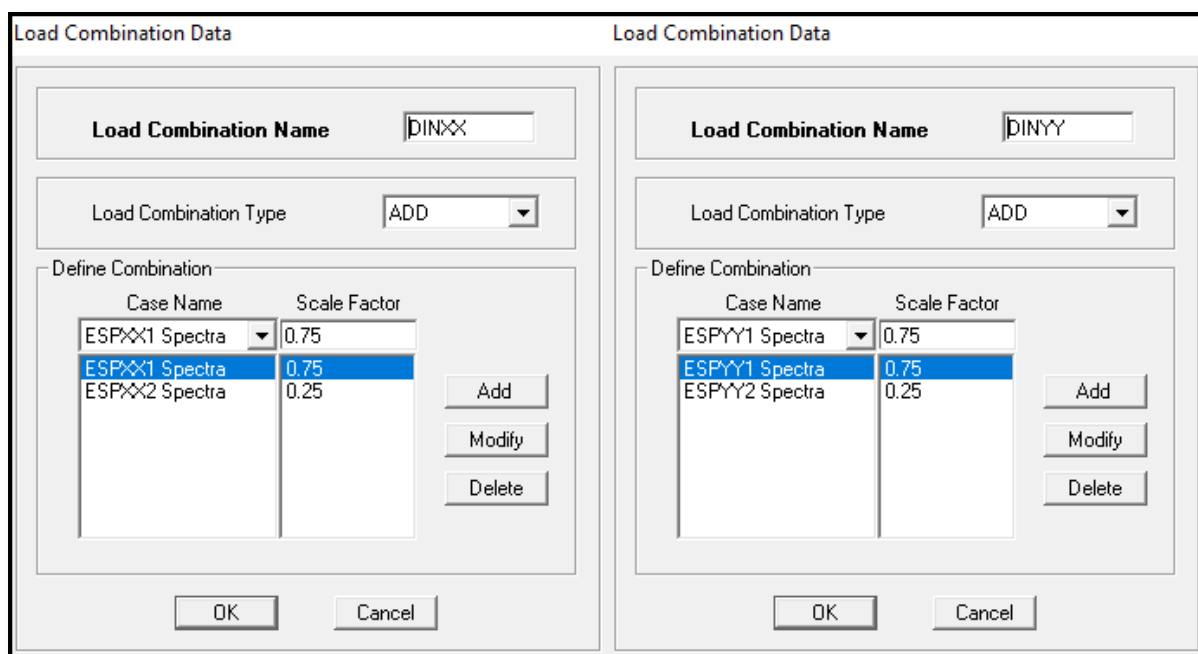


Fig. 5-4 Combinación de carga sísmica en ambos sentidos. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

5.2.1. Periodos de vibración y masa participativa

La edificación estudiada presenta 10 niveles; se asigna 3 modos de vibración por nivel, los dos primeros modos son de traslación y el tercero de rotación; debido a eso habrá 30 modos de vibración.

En la Tabla 5-4 se muestra la características de los modos de vibración tales como el periodo de vibración, la masa participativa y la masa participativa acumulada. Estos datos se obtuvieron del programa ETABS 9.7.4.

Tabla 5-4
Características de los modos de vibración

Modo	Periodo (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumRZ (%)
1	1.036	0.000	79.118	0.00	0.00	79.12	0.00
2	0.949	80.955	0.000	0.00	80.95	79.12	0.00
3	0.844	0.000	0.000	80.19	80.95	79.12	80.19
4	0.303	0.000	11.242	0.00	80.95	90.36	80.19
5	0.290	10.536	0.000	0.00	91.49	90.36	80.19
6	0.253	0.000	0.000	10.71	91.49	90.36	90.89
7	0.150	3.919	0.000	0.00	95.41	90.36	90.89
8	0.149	0.000	4.469	0.00	95.41	94.83	90.89
9	0.128	0.000	0.000	4.22	95.41	94.83	95.11

Modo	Periodo (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumRZ (%)
10	0.091	1.984	0.000	0.00	97.39	94.83	95.11
11	0.086	0.000	2.266	0.00	97.39	97.10	95.11
12	0.076	0.000	0.000	2.15	97.39	97.10	97.26
13	0.061	1.105	0.000	0.00	98.50	97.10	97.26
14	0.055	0.000	1.248	0.00	98.50	98.34	97.26
15	0.050	0.000	0.000	1.19	98.50	98.34	98.45
16	0.043	0.654	0.000	0.00	99.15	98.34	98.45
17	0.038	0.000	0.729	0.00	99.15	99.07	98.45
18	0.035	0.000	0.000	0.69	99.15	99.07	99.14
19	0.031	0.401	0.000	0.00	99.55	99.07	99.14
20	0.027	0.000	0.443	0.00	99.55	99.52	99.14
21	0.025	0.000	0.000	0.42	99.55	99.52	99.56
22	0.024	0.250	0.000	0.00	99.80	99.52	99.56
23	0.021	0.000	0.274	0.00	99.80	99.79	99.56
24	0.020	0.000	0.000	0.25	99.80	99.79	99.81
25	0.020	0.145	0.000	0.00	99.95	99.79	99.81
26	0.017	0.053	0.000	0.00	100.00	99.79	99.81
27	0.017	0.000	0.156	0.00	100.00	99.94	99.81
28	0.016	0.000	0.000	0.14	100.00	99.94	99.95
29	0.015	0.000	0.056	0.00	100.00	100.00	99.95
30	0.014	0.000	0.000	0.0466	100.00	100.00	100.00

Fuente: Elaboración propia

La estructura presenta aproximadamente el 80% de masa participativa en los 3 primeros modos de vibración. Esto se debe a la estructuración regular de la estructura. Asimismo, el periodo de su primer modo de vibración es de 1.036 s.

En la Fig. 5-5, Fig. 5-6 y Fig. 5-7 se observa la deformación de la estructura de muros estructurales para los 3 primeros modos de vibración.

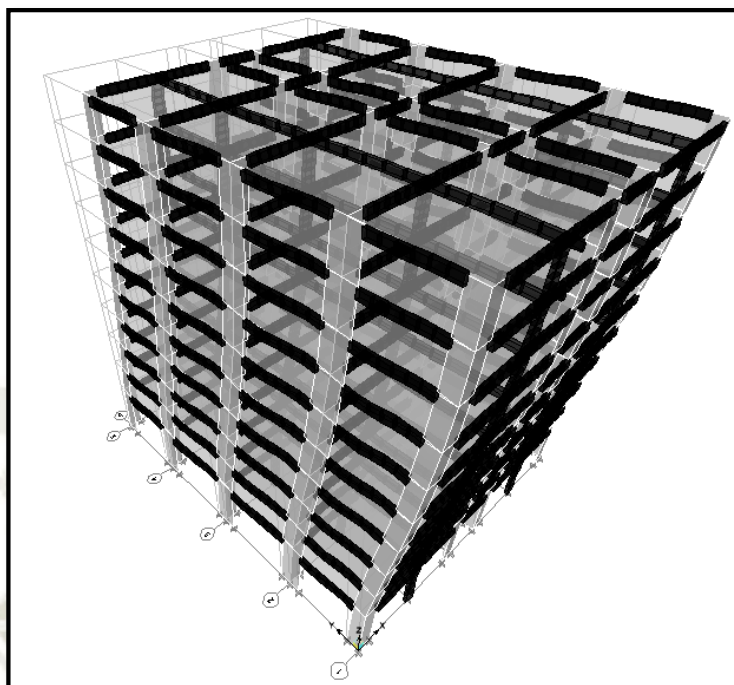


Fig. 5-5 1er modo de vibración con periodo de 1.036 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

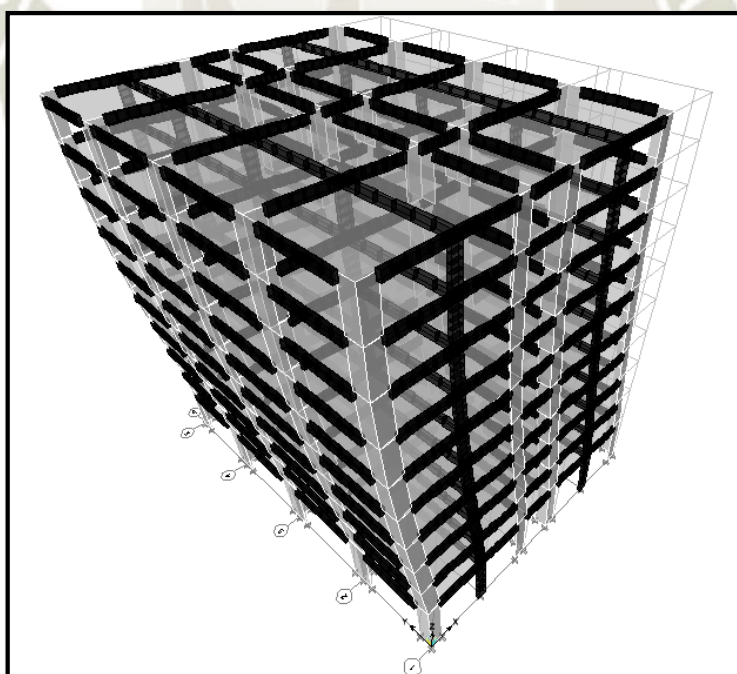


Fig. 5-6 2do modo de vibración con periodo de 0.949 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

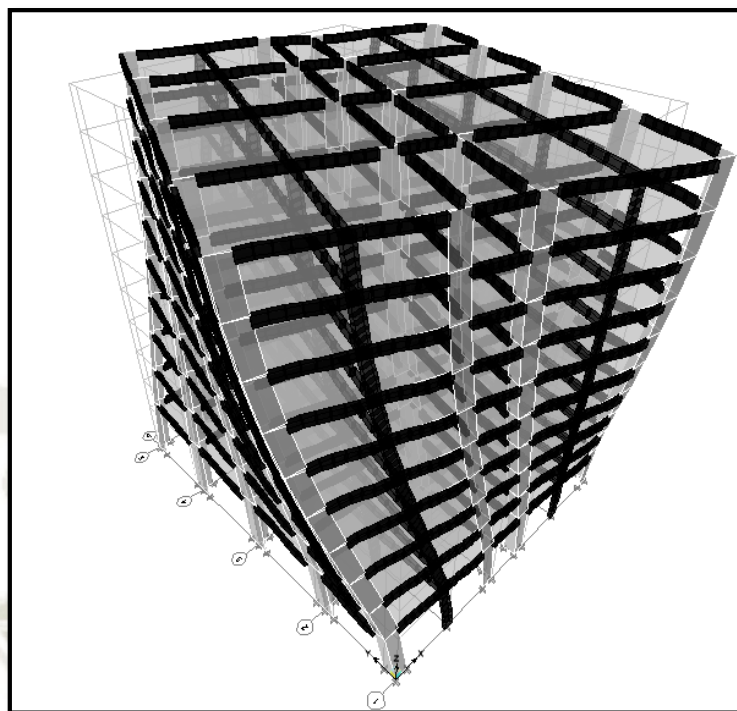


Fig. 5-7 3er modo de vibración con periodo de 0.844 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

5.2.2. Fuerza cortante basal mínima

Para estructuras regulares, la cortante dinámica no puede ser menor que el 80% de la cortante estática. Caso contrario, se debe amplificar el espectro de aceleración para obtener resultados amplificados, excepto los desplazamientos. (RNE, E.030, 2018)

$$V_{dinamico} \geq 80\% V_{estatico}$$

En la Tabla 5-5 se obtiene el factor de amplificación de la fuerza cortante dinámica.

Tabla 5-5
Factor de amplificación para fuerza cortante mínima

Dirección	V. Estático (tonf)	80% V. Estático (tonf)	V. Dinámico (tonf)	VDIN/VES T (%)	Factor de amplificación
X-X	1150.81	920.648	638.29	55.5%	1.40
Y-Y	1150.81	920.648	587.52	51.1%	1.55

Fuente: Elaboración propia

El factor de amplificación se introducirá al programa ETABS 9.7.4 para el análisis y diseño de los elementos estructurales.

5.2.3. Desplazamiento lateral

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales elásticos se calculan multiplicando los desplazamientos laterales obtenidos por el programa ETABS 9.7.4 por 0.75R.

En la Fig. 5-8 y Fig. 5-9 se muestran los desplazamientos laterales debido a carga sísmica en dirección X-X y Y-Y respectivamente.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY10	D10	DINXX MAX	0.0319	0.0000
STORY10	D10	DINXX MIN	-0.0319	0.0000
STORY9	D9	DINXX MAX	0.0304	0.0000
STORY9	D9	DINXX MIN	-0.0304	0.0000
STORY8	D8	DINXX MAX	0.0285	0.0000
STORY8	D8	DINXX MIN	-0.0285	0.0000
STORY7	D7	DINXX MAX	0.0260	0.0000
STORY7	D7	DINXX MIN	-0.0260	0.0000
STORY6	D6	DINXX MAX	0.0233	0.0000
STORY6	D6	DINXX MIN	-0.0233	0.0000
STORY5	D5	DINXX MAX	0.0200	0.0000
STORY5	D5	DINXX MIN	-0.0200	0.0000
STORY4	D4	DINXX MAX	0.0162	0.0000
STORY4	D4	DINXX MIN	-0.0162	0.0000
STORY3	D3	DINXX MAX	0.0121	0.0000
STORY3	D3	DINXX MIN	-0.0121	0.0000
STORY2	D2	DINXX MAX	0.0077	0.0000
STORY2	D2	DINXX MIN	-0.0077	0.0000
STORY1	D1	DINXX MAX	0.0035	0.0000
STORY1	D1	DINXX MIN	-0.0035	0.0000

Fig. 5-8 Desplazamientos laterales por sismo en X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Debido a la fuerza sísmica X en la dirección X-X, el desplazamiento lateral máximo obtenido del espectro de respuesta inelástico es de 0.0319 m, este factor será afectado por $R=6(0.75)$ por ser una estructura regular en esta dirección. Se obtiene un desplazamiento máximo lateral elástico de 0.14355 m.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY10	D10	DINYY MAX	0.0000	0.0354
STORY10	D10	DINYY MIN	0.0000	-0.0354
STORY9	D9	DINYY MAX	0.0000	0.0334
STORY9	D9	DINYY MIN	0.0000	-0.0334
STORY8	D8	DINYY MAX	0.0000	0.0310
STORY8	D8	DINYY MIN	0.0000	-0.0310
STORY7	D7	DINYY MAX	0.0000	0.0282
STORY7	D7	DINYY MIN	0.0000	-0.0282
STORY6	D6	DINYY MAX	0.0000	0.0249
STORY6	D6	DINYY MIN	0.0000	-0.0249
STORY5	D5	DINYY MAX	0.0000	0.0211
STORY5	D5	DINYY MIN	0.0000	-0.0211
STORY4	D4	DINYY MAX	0.0000	0.0168
STORY4	D4	DINYY MIN	0.0000	-0.0168
STORY3	D3	DINYY MAX	0.0000	0.0122
STORY3	D3	DINYY MIN	0.0000	-0.0122
STORY2	D2	DINYY MAX	0.0000	0.0075
STORY2	D2	DINYY MIN	0.0000	-0.0075
STORY1	D1	DINYY MAX	0.0000	0.0033
STORY1	D1	DINYY MIN	0.0000	-0.0033

Fig. 5-9 Desplazamientos laterales por sismo en Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Debido a la fuerza sísmica Y en la dirección Y-Y, el desplazamiento lateral máximo obtenido del espectro de respuesta inelástico es de 0.0354 m, este factor será afectado por $R=6(0.75)$ por ser una estructura regular en esta dirección. Se obtiene un desplazamiento máximo lateral elástico de 0.1593 m.

5.2.4. Distorsiones de entrepisos (*drift*)

La máxima distorsión de entrepiso es calculada de la relación del máximo desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura de entrepiso. Esta distorsión obtenida es comparada con el límite de distorsión del entrepiso impuesto por la norma peruana E030 en la Tabla N11.

En la Fig. 5-10 y Fig. 5-11 se muestran las máximas distorsiones de entrepiso de cada nivel (*drifts*) en la dirección X-X y Y-Y respectivamente.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY10	Max Drift X	DINXX	99	20.600	0.000	35.950	0.000530	
STORY10	Max Drift Y	DINXX	92	26.400	17.255	35.950		0.000056
STORY9	Max Drift X	DINXX	103	20.600	32.410	32.550	0.000700	
STORY9	Max Drift Y	DINXX	92	26.400	17.255	32.550		0.000074
STORY8	Max Drift X	DINXX	99	20.600	0.000	29.150	0.000896	
STORY8	Max Drift Y	DINXX	3	0.000	1.200	29.150		0.000097
STORY7	Max Drift X	DINXX	103	20.600	32.410	25.750	0.001078	
STORY7	Max Drift Y	DINXX	89	26.400	32.410	25.750		0.000121
STORY6	Max Drift X	DINXX	99	20.600	0.000	22.350	0.001248	
STORY6	Max Drift Y	DINXX	92	26.400	17.255	22.350		0.000144
STORY5	Max Drift X	DINXX	103	20.600	32.410	18.950	0.001376	
STORY5	Max Drift Y	DINXX	17	0.000	32.410	18.950		0.000165
STORY4	Max Drift X	DINXX	99	20.600	0.000	15.550	0.001469	
STORY4	Max Drift Y	DINXX	89	26.400	32.410	15.550		0.000181
STORY3	Max Drift X	DINXX	103	20.600	32.410	12.150	0.001522	
STORY3	Max Drift Y	DINXX	77	26.400	1.200	12.150		0.000188
STORY2	Max Drift X	DINXX	99	20.600	0.000	8.750	0.001472	
STORY2	Max Drift Y	DINXX	3	0.000	1.200	8.750		0.000179
STORY1	Max Drift X	DINXX	103	20.600	32.410	5.350	0.000762	
STORY1	Max Drift Y	DINXX	1	0.000	0.000	5.350		0.000090

Fig. 5-10 Distorsiones por sismo en X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Debido a la fuerza sísmica X en la dirección X-X, la distorsión máxima de entre piso es de 0.001522, este factor será afectado por $R=6(0.75)$ y 1.00 por ser una estructura regular en esta dirección. Se obtiene una distorsión de 0.006849, siendo menor a 0.007 (Limite de distorsión del entrepiso en concreto armado).

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY10	Max Drift X	DINYY	99	20.600	0.000	35.950	0.000055	
STORY10	Max Drift Y	DINYY	1	0.000	0.000	35.950		0.000661
STORY9	Max Drift X	DINYY	99	20.600	0.000	32.550	0.000072	
STORY9	Max Drift Y	DINYY	92	26.400	17.255	32.550		0.000822
STORY8	Max Drift X	DINYY	99	20.600	0.000	29.150	0.000094	
STORY8	Max Drift Y	DINYY	17	0.000	32.410	29.150		0.001007
STORY7	Max Drift X	DINYY	103	20.600	32.410	25.750	0.000117	
STORY7	Max Drift Y	DINYY	17	0.000	32.410	25.750		0.001184
STORY6	Max Drift X	DINYY	103	20.600	32.410	22.350	0.000140	
STORY6	Max Drift Y	DINYY	92	26.400	17.255	22.350		0.001343
STORY5	Max Drift X	DINYY	99	20.600	0.000	18.950	0.000160	
STORY5	Max Drift Y	DINYY	17	0.000	32.410	18.950		0.001453
STORY4	Max Drift X	DINYY	103	20.600	32.410	15.550	0.000176	
STORY4	Max Drift Y	DINYY	17	0.000	32.410	15.550		0.001525
STORY3	Max Drift X	DINYY	103	20.600	32.410	12.150	0.000183	
STORY3	Max Drift Y	DINYY	92	26.400	17.255	12.150		0.001530
STORY2	Max Drift X	DINYY	99	20.600	0.000	8.750	0.000174	
STORY2	Max Drift Y	DINYY	92	26.400	17.255	8.750		0.001403
STORY1	Max Drift X	DINYY	99	20.600	0.000	5.350	0.000088	
STORY1	Max Drift Y	DINYY	17	0.000	32.410	5.350		0.000680

Fig. 5-11 Distorsiones por sismo en Y.(Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Debido a la fuerza sísmica Y en la dirección Y-Y, la distorsión máxima de entre piso es de 0.001530, este factor será afectado por $R=6(0.75)$ y 1.00 por ser una estructura regular en

esta dirección. Se obtiene una distorsión de 0.006885, siendo menor a 0.007 (Limite de distorsión del entrepiso en concreto armado).

5.2.5. Análisis de irregularidades

Para las estructuras estudiadas existen irregularidades que se pueden descartar previo al análisis sísmico debido sus características geométricas y mecánicas.

➤ Irregularidad en altura

- Irregularidad de rigidez - Piso blando ($I_a=0.75$)

Los elementos estructurales verticales y horizontales no varían de sección ni de material en ningún nivel, por consecuencia, la rigidez es constante en la edificación.

- Irregularidad de resistencia – Piso débil ($I_a=0.75$)

La resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes no es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, dado que los elementos verticales no varían en sección transversal.

- Irregularidad de masa o peso ($I_a=0.50$)

Todos los niveles presentan la misma sobrecarga, excepto la azotea, sin embargo, este criterio no se aplica a azoteas. Respecto a las cargas muertas, todos los elementos son continuos de nivel a nivel, no existe cambio alguno de peso por elementos estructurales.

- Irregularidad geométrica vertical ($I_a=0.90$)

Las dimensiones en planta de la estructura son todas iguales, no existe variación alguna.

- Discontinuidad en los sistemas resistentes ($I_a=0.80$)

Ningún elemento vertical esta desalineado verticalmente, ni cambio de orientación. Todos presentan secciones constantes.

➤ Irregularidad en planta

- Esquina entrante ($I_p=0.90$)

No existen esquinas entrantes en ninguna dirección de la planta.

- Discontinuidad del diafragma ($I_a=0.85$)

Las aberturas que presenta la edificación están en un orden menor a 0.6% del área bruta del diafragma rígido. No presenta variación en el diafragma rígido.

- Sistemas no paralelos ($I_a=0.90$)

Los ejes de los elementos estructurales verticales están ubicados paralelamente. No existen ejes estructurales inclinados uno con respecto de otro.

Se concluye que en ambos sistemas estructurales solamente se analizará la irregularidad torsional. La norma peruana E030 indica que existe irregularidad torsional cuando, en cualquier de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) es mayor que $1.3 \Delta_{\text{promedio}}$. Para este análisis se debe incluir la excentricidad accidental.

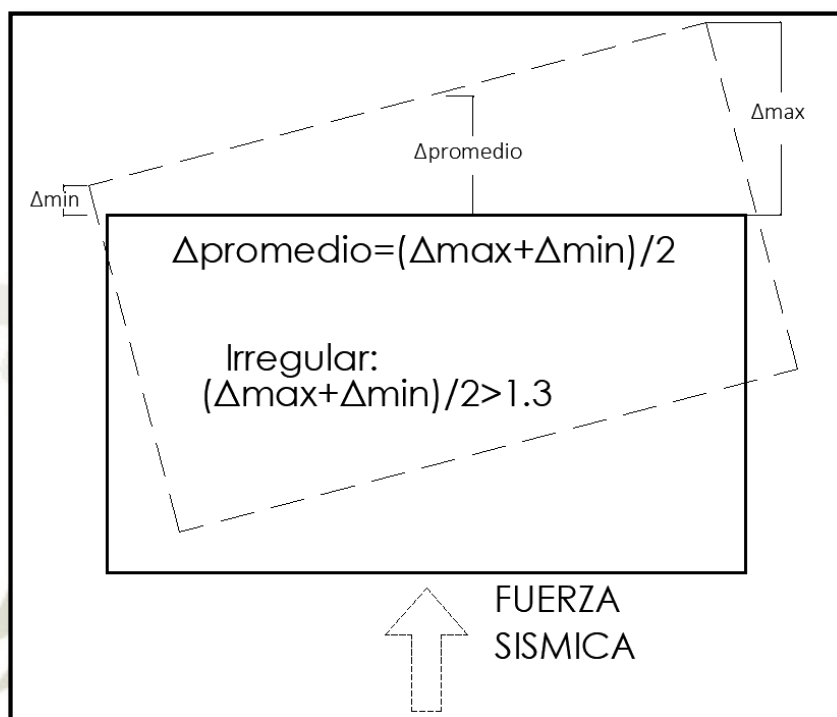


Fig. 5-12 Diagrama de irregularidad torsional (Fuente: Elaboración propia)

En la Tabla 5-6 y Fuente: Elaboración propia

Tabla 5-7 se muestra el resumen del análisis de irregularidad torsional en la dirección X-X y Y-Y respectivamente. Asimismo, se observa que no existe irregularidad torsional puesto que el desplazamiento relativo máximo de cada entrepiso es menor que $1.3 \Delta_{\text{prom}}$. Estos datos han sido obtenidos de programa ETABS 9.7.4.

Tabla 5-6
Análisis de irregularidad torsional - Sismo X

Nivel	Altura (m)	Deriva máx.	Deriva mín.	Δ máx. (m)	Δ mín. (m)	Δ prom. (m)	$\Delta_{\text{máx.}} / \Delta_{\text{prom.}}$
10	35.95	0.00053	0.000461	0.001802	0.001567	0.001685	1.0696
9	32.55	0.0007	0.000609	0.00238	0.002071	0.002225	1.0695
8	29.15	0.000896	0.000777	0.003046	0.002642	0.002844	1.0711
7	25.75	0.001078	0.00093	0.003665	0.003162	0.003414	1.0737
6	22.35	0.001248	0.001071	0.004243	0.003641	0.003942	1.0763

Nivel	Altura (m)	Deriva máx.	Deriva mín.	Δ máx. (m)	Δ mín. (m)	Δ prom. (m)	Δ máx. / Δ prom.
5	18.95	0.001376	0.001173	0.004678	0.003988	0.004333	1.0796
4	15.55	0.001469	0.001248	0.004995	0.004243	0.004619	1.0813
3	12.15	0.001522	0.001291	0.005175	0.004389	0.004782	1.0821
2	8.75	0.001472	0.001252	0.005005	0.004257	0.004631	1.0808
1	5.35	0.000762	0.000651	0.004077	0.003483	0.00378	1.0786

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5-7
Análisis de irregularidad torsional - Sismo Y

Nivel	Altura (m)	Deriva máx.	Deriva mín.	Δ máx. (m)	Δ mín. (m)	Δ prom. (m)	Δ máx. / Δ prom.
10	35.95	0.000661	0.000622	0.0022474	0.0021148	0.002181	1.0304
9	32.55	0.000822	0.00077	0.0027948	0.002618	0.002706	1.0327
8	29.15	0.001007	0.000939	0.0034238	0.0031926	0.003308	1.0349
7	25.75	0.001184	0.0011	0.0040256	0.00374	0.003883	1.0368
6	22.35	0.001343	0.001243	0.0045662	0.0042262	0.004396	1.0387
5	18.95	0.001453	0.001339	0.0049402	0.0045526	0.004746	1.0408
4	15.55	0.001525	0.001399	0.005185	0.0047566	0.004971	1.0431
3	12.15	0.00153	0.001399	0.005202	0.0047566	0.004979	1.0447
2	8.75	0.001403	0.001278	0.0047702	0.0043452	0.004558	1.0466
1	5.35	0.00068	0.000617	0.003638	0.00330095	0.003469	1.0486

Fuente: Elaboración propia

Se concluye que la edificación de muros estructurales esta extenta de irregularidades. El coeficiente de reduccion “R” será igual al coeficiente de reduccion basico “R₀”, por ser una estructura regular. Se puede continuar con el analisis y diseño sin modificación alguna del espectro de respuesta.

5.2.6. Junta de separación sísmica

La junta de separación sísmica entre edificios tiene la finalidad de evitar el contacto entre edificios colindantes durante un movimiento sísmico. Para el cálculo de la junta de separación se escoge entre el mayor valor de las siguientes expresiones.

- $S_1 = 0.006 h$
- $S_1 = 0.006 (3595) = 21.57 \text{ cm}$
- $S_2 > 3 \text{ cm}$

La altura de la edificación es de 3595 cm; por lo tanto, la separación mínima entre edificaciones debe ser de 21.57 cm.

El edificio se retira de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables distancias no menores que los $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo lateral ni menor que la mitad de la separación mínima entre edificaciones.

En la Tabla 5-8 se detalla los resultados de las expresiones previas para la separación de los límites de propiedad.

Tabla 5-8
Separación de límite de propiedad

Dirección	Altura de la edificación (cm)	Desplazamiento máximo elástico (cm)	$\frac{2}{3}$ Deplaz. máximo elástico (cm)	$S_1/2$ (cm)
X-X	3595	14.355	9.57	10.785
Y-Y	3595	15.93	10.62	10.785

Fuente: Elaboración propia

El retiro de los límites de propiedad debe ser de 11 cm.

6. CAPÍTULO VI: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

6.1. Análisis sísmico estático

El análisis sísmico estático del sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero se basará en la metodología aplicada en el acápite 5.1.

6.1.1. Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Para la edificación que presenta sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero, C_T es igual a 45 y tiene 35.95 m de altura.

$$T = \frac{35.95}{45} = 0.798 \text{ s}$$

Para el análisis sísmico estático, la edificación de muros estructurales tiene 0.798 s como periodo de vibración.

6.1.2. Peso sísmico de la edificación

A continuación en la Tabla 6-1 se muestra el resumen del metrado manualmente de cargas de la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero.

Tabla 6-1
Metrado de cargas manual

Nivel	Carga Muerta (tonf)	Carga Viva (tonf)	Peso sísmico "Pi" (tonf)
1	606.41	264.11	672.43
2	535.63	264.11	601.66
3	535.63	264.11	601.66
4	535.63	264.11	601.66
5	535.63	264.11	601.66
6	535.63	264.11	601.66
7	535.63	264.11	601.66
8	535.63	264.11	601.66
9	535.63	264.11	601.66
10	515.93	74.17	534.47
Total	5407.39	2451.18	6020.19

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior se obtiene 6020.19 tonf como peso sísmico de la edificación de muros estructurales, este peso sísmico se obtuvo del metrado de cargas manualmente.

A continuación en la Tabla 6-2 se muestra el resumen del metrado de cargas de la edificación de muros estructurales utilizando el programa ETABS 9.7.4.

Tabla 6-2
Metrado de cargas utilizando ETABS 9.7.4

Nivel	Carga Muerta (tonf)	Carga Viva (tonf)	Peso sísmico "Pi" (tonf)
1	606.41	304.65	682.57
2	588.49	304.65	664.66
3	588.49	304.65	664.66
4	588.49	304.65	664.66
5	588.49	304.65	664.66
6	588.49	304.65	664.66
7	588.49	304.65	664.66
8	588.49	304.65	664.66
9	588.49	304.65	664.66
10	515.93	85.56	537.32
Total	5830.27	2827.44	6537.13

Fuente: Elaboración propia

Del metrado de cargas utilizando el programa ETABS 9.7.4 se obtuvo 5830.27 tonf de carga muerta, 2827.44 tonf de carga viva y peso sísmico de 6537.13 tonf. Sin embargo, para el análisis y diseño se utilizará el peso sísmico obtenido del programa ETABS 9.7.4, pues el programa utilizará este mismo peso para el análisis sísmico dinámico.

6.1.3. Fuerza cortante estática basal

Los parámetros sísmicos para el análisis estático serán los siguientes:

- $Z=0.35$
- $S=1.15$
- $C=2.5(TP/T) = 2.5(0.6/0.798) = 1.88$
- $U=1.00$
- $R=6$

La fuerza cortante será obtenida de la siguiente expresión

$$V = \frac{(0.35)(1.00)(1.88)(1.15)}{6} (6537.13)$$

$$V = 823.4 \text{ ton}$$

La fuerza cortante estática basal para el sistema de muros estructurales tendrá valor de 823.4 tonf.

6.1.4. Distribución de fuerzas sísmica

En la Tabla 6-3 se muestra el resumen de fuerzas inerciales y fuerzas cortantes distribuidas en cada nivel. Para este sistema estructural K es igual a 1.14944.

Tabla 6-3
Distribución de fuerzas sísmicas

Nivel	Carga Muerta (tonf)	Carga Viva (tonf)	Peso sísmico "P _i " (tonf)	Altura "H _i " (m)	P _i .H _i	α _i	Fuerza inercial (tonf)	Fuerza cortante (tonf)
1	606.41	304.65	682.57	5.35	4691.90	0.02	18.18	823.40
2	588.49	304.65	664.66	8.75	8042.34	0.04	31.16	805.22
3	588.49	304.65	664.66	12.15	11728.89	0.06	45.45	774.06
4	588.49	304.65	664.66	15.55	15574.88	0.07	60.35	728.61
5	588.49	304.65	664.66	18.95	19549.58	0.09	75.75	668.26
6	588.49	304.65	664.66	22.35	23632.86	0.11	91.57	592.51
7	588.49	304.65	664.66	25.75	27810.37	0.13	107.76	500.94
8	588.49	304.65	664.66	29.15	32071.36	0.15	124.27	393.18
9	588.49	304.65	664.66	32.55	36407.43	0.17	141.07	268.91
10	515.93	85.56	537.32	35.95	32992.84	0.16	127.84	127.84
Total	5830.27	2827.44	6537.13	35.95	212502.45	1.00	823.40	-

Fuente: Elaboración propia

6.2. Análisis sísmico dinámico modal espectral

El espectro de diseño de pseudoaceleraciones inelástico utilizado para la estructura de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero es el mismo que se utilizó para la estructura de muros estructurales de concreto armado. Dicho espectro de diseño se puede apreciar en el acápite 5.2 y en la Fig. 5-1

En la Fig. 6-1 se muestra los datos ingresados al programa ETABS 9.7.4 para obtener dos casos de espectro de diseño en la dirección X-X. Para el espectro ESPXX1 se utiliza la combinación modal SRSS (cuadrática) y para el espectro ESPXX2 la combinación modal ABS (absoluta).

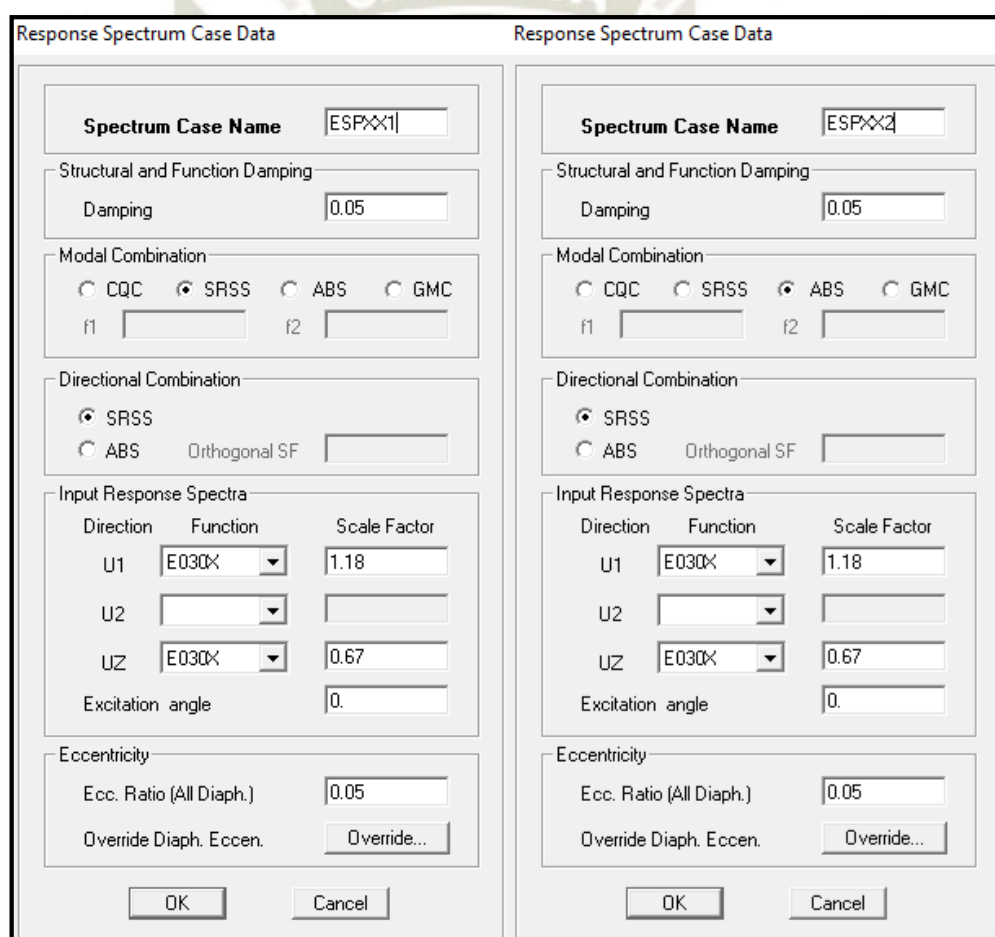


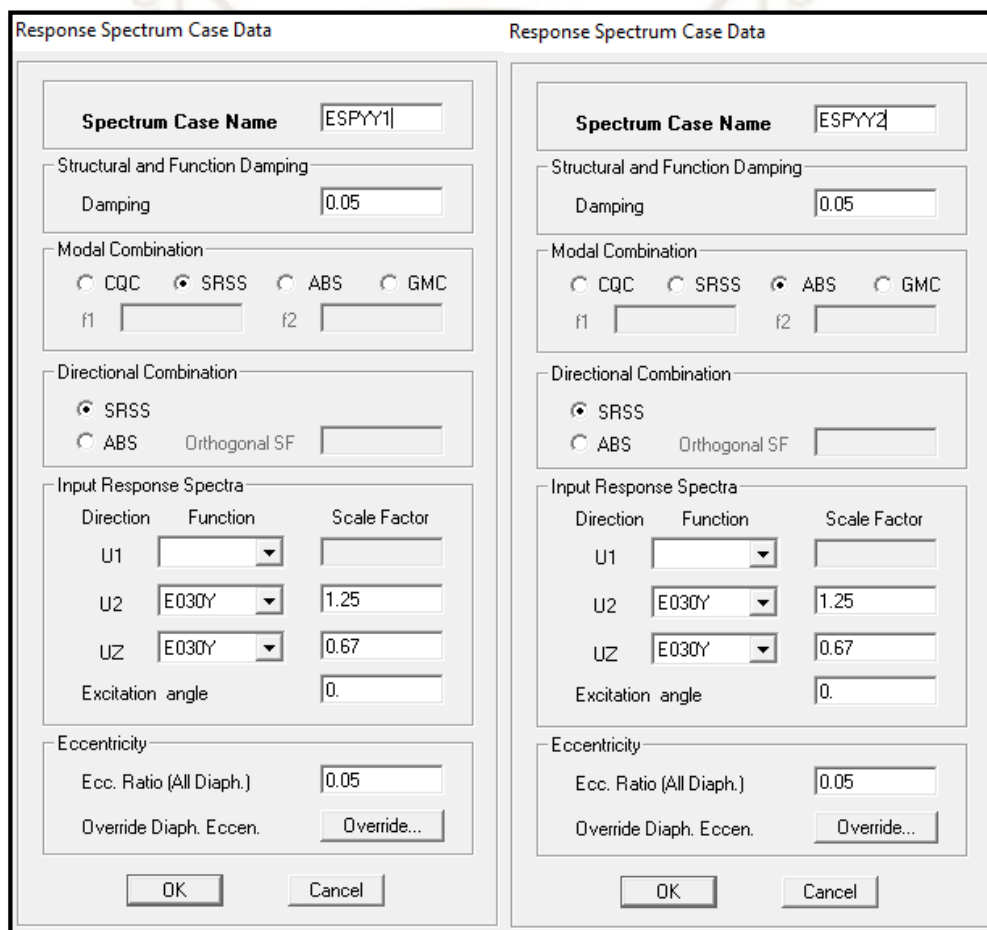
Fig. 6-1 Casos de espectro de diseño en el sentido X-X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Asimismo, en la Fig. 6-1 se aprecia los siguientes parámetros empleados:

- Coeficiente de amortiguamiento: 5%

- Factor de amplificación horizontal en dirección X-X: 1.18 (Este factor se obtendrá en el acápite 5.2.2)
- Factor de amplificación vertical: $2/3 \approx 0.67$
- Excentricidad accidental: 5%

En la Fig. 6-2 se muestra los datos ingresados al programa ETABS 9.7.4 para obtener dos casos de espectro de diseño en la dirección X-X. Para el espectro ESPYY1 se utiliza la combinación modal SRSS (cuadrática) y para el espectro ESPYY2 la combinación modal ABS (absoluta).



The figure displays two identical dialog boxes for 'Response Spectrum Case Data' from the ETABS 9.7.4 software. The left dialog is for 'ESPPY1' and the right is for 'ESPPY2'. Both dialogs have the following settings:

- Spectrum Case Name:** ESPYY1 (left) and ESPYY2 (right).
- Structural and Function Damping:** Damping is set to 0.05.
- Modal Combination:** For ESPYY1, SRSS is selected; for ESPYY2, ABS is selected. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS is selected for both.
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1	[Dropdown]	[Empty]
U2	E030Y	1.25
UZ	E030Y	0.67

Excitation angle is 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.) is 0.05. There is an 'Override Diaph. Eccen.' button with an 'Override...' option.

Fig. 6-2 Casos de espectro de diseño en el sentido Y-Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Asimismo, en la Fig. 6-2 se aprecia los siguientes parámetros empleados:

- Coeficiente de amortiguamiento: 5%
- Factor de amplificación horizontal en dirección Y-Y: 1.25 (Este factor se obtendrá en el acápite 5.2.2)

- Factor de amplificación vertical: $2/3 \approx 0.67$
- Excentricidad accidental: 5%

En la figura XXX se observa la combinación de carga sísmica en el eje X-X y Y-Y. Como se indicó anteriormente, el criterio de combinación para obtener la respuesta máxima elástica es la suma del 75% de ESPXX1 y 25% de ESPXX2. Esta distribución se aplicará igual para la dirección Y-Y.

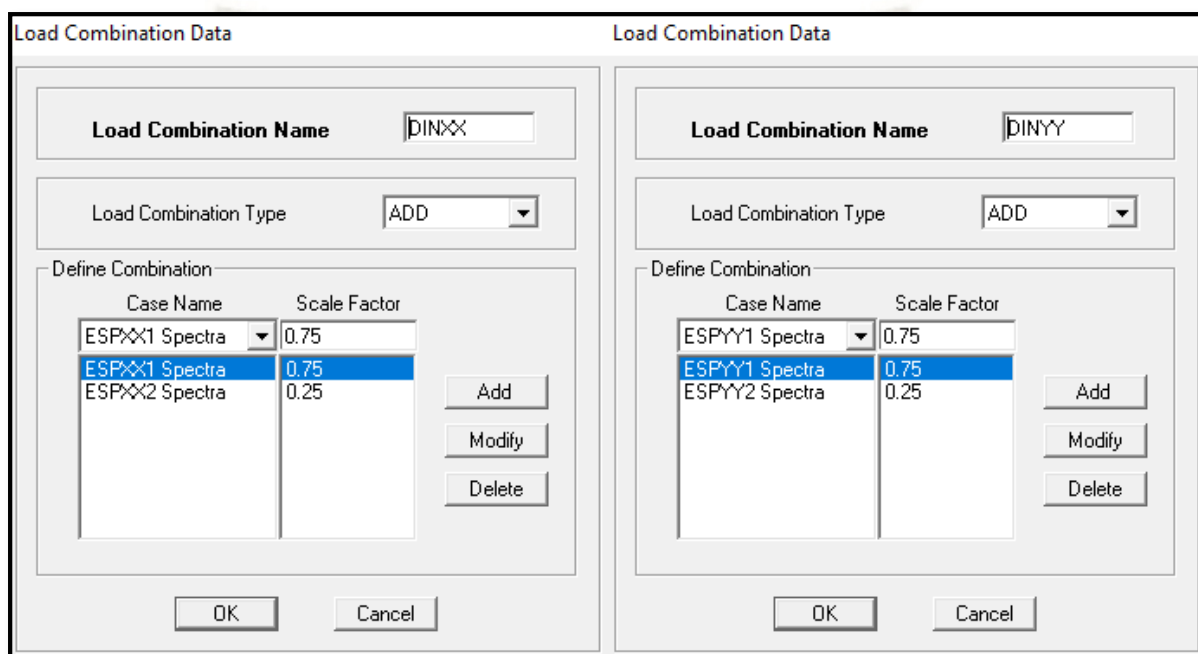


Fig. 6-3 Combinación de carga sísmica en ambos sentidos. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

6.2.1. Periodos de vibración y masa participativa

La edificación estudiada presenta 10 niveles; se asigna 3 modos de vibración por nivel, los dos primeros modos son de traslación y el tercero de rotación; debido a eso habrá 30 modos de vibración.

En la Tabla 6-4 se muestra la características de los modos de vibración tales como el periodo de vibración, la masa participativa y la masa participativa acumulada. Estos datos se obtuvieron del programa ETABS 9.7.4.

Tabla 6-4
Características de los modos de vibración

Modo	Periodo (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumRZ (%)
1	1.112	0.0012	81.6070	0.0001	0.00	81.61	0.00
2	1.044	82.4255	0.0012	0.0001	82.43	81.61	0.00
3	0.799	0.0001	0.0001	81.4659	82.43	81.61	81.47
4	0.347	0.0001	12.7410	0.0000	82.43	94.35	81.47
5	0.326	12.2132	0.0000	0.0000	94.64	94.35	81.47
6	0.248	0.0000	0.0000	13.1129	94.64	94.35	94.58
7	0.188	0.0000	3.2478	0.0000	94.64	97.60	94.58
8	0.175	3.1986	0.0000	0.0000	97.84	97.60	94.58
9	0.134	0.0000	0.0000	3.2700	97.84	97.60	97.85
10	0.128	0.0000	1.3179	0.0001	97.84	98.92	97.85
11	0.116	1.2119	0.0000	0.0000	99.05	98.92	97.85
12	0.095	0.0000	0.5865	0.0001	99.05	99.50	97.85
13	0.091	0.0000	0.0001	1.2232	99.05	99.50	99.07
14	0.085	0.5204	0.0000	0.0000	99.57	99.50	99.07
15	0.074	0.0000	0.2815	0.0000	99.57	99.78	99.07
16	0.068	0.0000	0.0000	0.5124	99.57	99.78	99.58
17	0.066	0.2429	0.0000	0.0000	99.81	99.78	99.58
18	0.060	0.0000	0.1314	0.0000	99.81	99.91	99.58
19	0.054	0.0000	0.0000	0.2360	99.81	99.91	99.82
20	0.053	0.1130	0.0000	0.0000	99.93	99.91	99.82
21	0.051	0.0000	0.0587	0.0000	99.93	99.97	99.82
22	0.044	0.0000	0.0000	0.1083	99.93	99.97	99.93
23	0.044	0.0000	0.0217	0.0002	99.93	100.00	99.93
24	0.044	0.0502	0.0000	0.0000	99.98	100.00	99.93
25	0.041	0.0000	0.0049	0.0000	99.98	100.00	99.93
26	0.039	0.0188	0.0000	0.0000	100.00	100.00	99.93
27	0.038	0.0000	0.0000	0.0484	100.00	100.00	99.98
28	0.035	0.0042	0.0000	0.0000	100.00	100.00	99.98
29	0.034	0.0000	0.0000	0.0181	100.00	100.00	100.00
30	0.031	0.0000	0.0000	0.0041	100.00	100.00	100.00

Fuente: Elaboración propia

La estructura presenta más del 80% de masa participativa en los 3 primeros modos de vibración. Esto se debe a la estructuración regular de la estructura. Asimismo, el periodo de su primer modo de vibración es de 1.112 s.

En la Fig. 6-4, Fig. 6-5 y Fig. 6-6 se observa la deformación de la estructura de pórticos arriostrados para los 3 primeros modos de vibración.

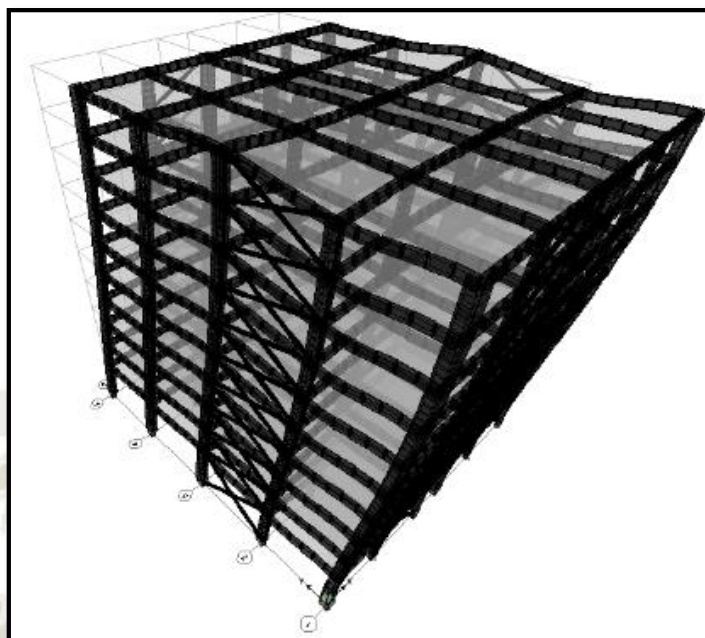


Fig. 6-4 1er modo de vibración con periodo de 1.112 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

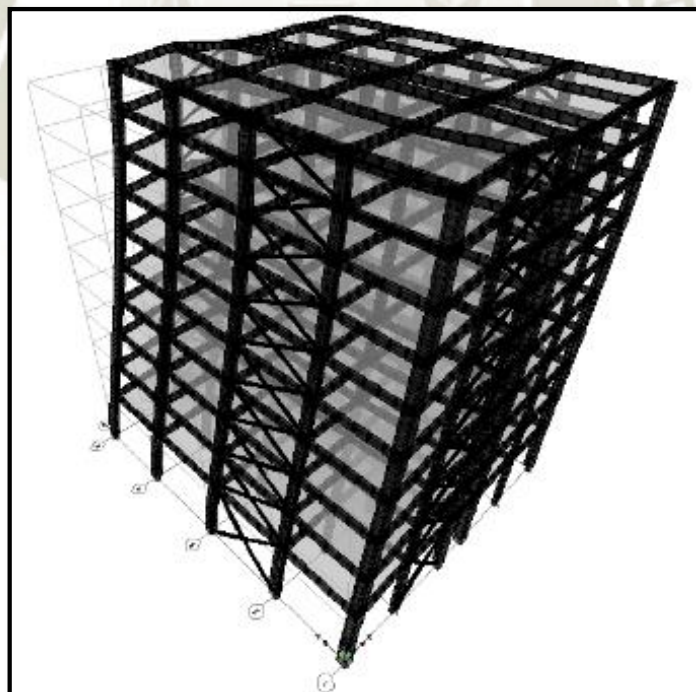


Fig. 6-5 2do modo de vibración con periodo de 1.044 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

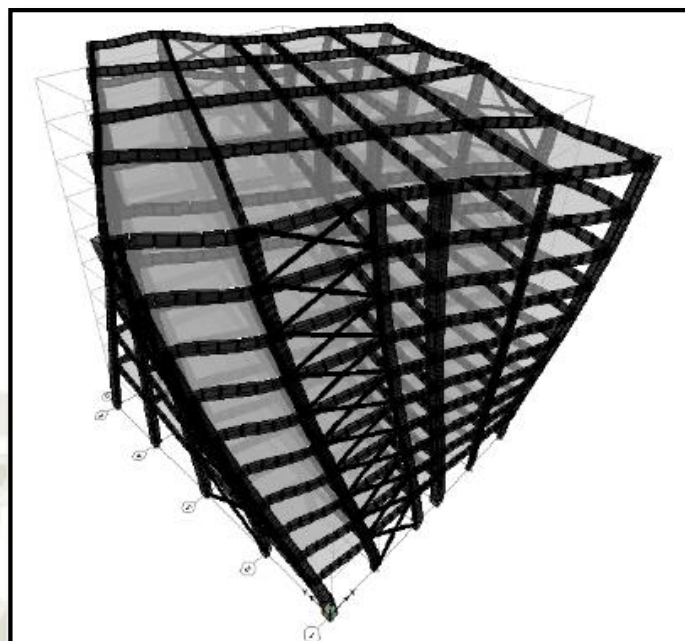


Fig. 6-6 3er modo de vibración con periodo de 0.799 s. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

6.2.2. Fuerza cortante basal mínima

En la Tabla 6-5 se obtiene el factor de amplificación de la fuerza cortante dinámica.

Tabla 6-5

Factor de amplificación para fuerza cortante mínima

DIRECCIÓN	V. ESTÁTICO (tonf)	80% V. ESTÁTICO (tonf)	V. DINÁMICO (tonf)	VDIN/ VEST (%)	FACTOR DE AMPLIFICACION
X-X	823.4	658.72	559.78	68.0%	1.18
Y-Y	823.4	658.72	527.96	64.1%	1.25

Fuente: Elaboración propia

6.2.3. Desplazamiento lateral

En la Fig. 6-7 y Fig. 6-8 se muestran los desplazamientos laterales en la dirección X-X y Y-Y respectivamente.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY10	D10	DINXX MAX	0.0360	0.0002
STORY10	D10	DINXX MIN	-0.0360	-0.0002
STORY9	D9	DINXX MAX	0.0340	0.0002
STORY9	D9	DINXX MIN	-0.0340	-0.0002
STORY8	D8	DINXX MAX	0.0314	0.0002
STORY8	D8	DINXX MIN	-0.0314	-0.0002
STORY7	D7	DINXX MAX	0.0284	0.0002
STORY7	D7	DINXX MIN	-0.0284	-0.0002
STORY6	D6	DINXX MAX	0.0254	0.0002
STORY6	D6	DINXX MIN	-0.0254	-0.0002
STORY5	D5	DINXX MAX	0.0219	0.0001
STORY5	D5	DINXX MIN	-0.0219	-0.0001
STORY4	D4	DINXX MAX	0.0180	0.0001
STORY4	D4	DINXX MIN	-0.0180	-0.0001
STORY3	D3	DINXX MAX	0.0139	0.0001
STORY3	D3	DINXX MIN	-0.0139	-0.0001
STORY2	D2	DINXX MAX	0.0097	0.0001
STORY2	D2	DINXX MIN	-0.0097	-0.0001
STORY1	D1	DINXX MAX	0.0054	0.0000
STORY1	D1	DINXX MIN	-0.0054	0.0000

Fig. 6-7 Desplazamientos laterales por sismo en X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Debido a la fuerza sísmica X en la dirección X-X, el desplazamiento lateral máximo obtenido del espectro de respuesta inelástico es de 0.036 m, este factor será afectado por $R=6(0.75)$ por ser una estructura regular en esta dirección. Se obtiene un desplazamiento máximo lateral elástico de 0.162 m.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY10	D10	DINYY MAX	0.0002	0.0386
STORY10	D10	DINYY MIN	-0.0002	-0.0386
STORY9	D9	DINYY MAX	0.0002	0.0363
STORY9	D9	DINYY MIN	-0.0002	-0.0363
STORY8	D8	DINYY MAX	0.0002	0.0334
STORY8	D8	DINYY MIN	-0.0002	-0.0334
STORY7	D7	DINYY MAX	0.0002	0.0301
STORY7	D7	DINYY MIN	-0.0002	-0.0301
STORY6	D6	DINYY MAX	0.0002	0.0267
STORY6	D6	DINYY MIN	-0.0002	-0.0267
STORY5	D5	DINYY MAX	0.0001	0.0230
STORY5	D5	DINYY MIN	-0.0001	-0.0230
STORY4	D4	DINYY MAX	0.0001	0.0188
STORY4	D4	DINYY MIN	-0.0001	-0.0188
STORY3	D3	DINYY MAX	0.0001	0.0145
STORY3	D3	DINYY MIN	-0.0001	-0.0145
STORY2	D2	DINYY MAX	0.0001	0.0100
STORY2	D2	DINYY MIN	-0.0001	-0.0100
STORY1	D1	DINYY MAX	0.0000	0.0054
STORY1	D1	DINYY MIN	0.0000	-0.0054

Fig. 6-8 Desplazamientos laterales por sismo en Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Debido a la fuerza sísmica Y en la dirección Y-Y, el desplazamiento lateral máximo obtenido del espectro de respuesta inelástico es de 0.0386 m, este factor será afectado por $R=6(0.75)$ por ser una estructura regular en esta dirección. Se obtiene un desplazamiento máximo lateral elástico de 0.1737 m.

6.2.4. Distorsiones de entrepisos (*drift*)

En la Fig. 6-9 y Fig. 6-10 se muestran las máximas distorsiones de entrepiso de cada nivel (*drifts*) en la dirección X-X y Y-Y respectivamente.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY10	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	35.950	0.000680	
STORY10	Max Drift Y	DINXX	5	0.000	0.000	35.950		0.000063
STORY9	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	32.550	0.000892	
STORY9	Max Drift Y	DINXX	1733	0.000	24.730	32.550		0.000080
STORY8	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	29.150	0.001061	
STORY8	Max Drift Y	DINXX	1733	0.000	24.730	29.150		0.000094
STORY7	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	25.750	0.001197	
STORY7	Max Drift Y	DINXX	1733	0.000	24.730	25.750		0.000107
STORY6	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	22.350	0.001304	
STORY6	Max Drift Y	DINXX	1724	0.000	32.410	22.350		0.000118
STORY5	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	18.950	0.001372	
STORY5	Max Drift Y	DINXX	5	0.000	0.000	18.950		0.000127
STORY4	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	15.550	0.001399	
STORY4	Max Drift Y	DINXX	5	0.000	0.000	15.550		0.000134
STORY3	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	12.150	0.001430	
STORY3	Max Drift Y	DINXX	1724	0.000	32.410	12.150		0.000138
STORY2	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	8.750	0.001428	
STORY2	Max Drift Y	DINXX	5	0.000	0.000	8.750		0.000138
STORY1	Max Drift X	DINXX	1749	5.800	0.000	5.350	0.001136	
STORY1	Max Drift Y	DINXX	5	0.000	0.000	5.350		0.000109

Fig. 6-9 Distorsiones por sismo en X. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Debido a la fuerza sísmica X en la dirección X-X, la distorsión máxima de entre piso es de 0.001430, este factor será afectado por $R=6(0.75)$ y 1.00 por ser una estructura regular en esta dirección. Se obtiene una distorsión de 0.006435, siendo menor a 0.007 (Limite de distorsión del entrepiso en concreto armado).

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY10	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	35.950	0.000062	
STORY10	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	35.950		0.000751
STORY9	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	32.550	0.000079	
STORY9	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	32.550		0.000973
STORY8	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	29.150	0.000092	
STORY8	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	29.150		0.001142
STORY7	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	25.750	0.000104	
STORY7	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	25.750		0.001269
STORY6	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	22.350	0.000115	
STORY6	Max Drift Y	DINYY	1723	26.400	32.410	22.350		0.001364
STORY5	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	18.950	0.000124	
STORY5	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	18.950		0.001416
STORY4	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	15.550	0.000130	
STORY4	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	15.550		0.001428
STORY3	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	12.150	0.000134	
STORY3	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	12.150		0.001461
STORY2	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	8.750	0.000135	
STORY2	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	8.750		0.001452
STORY1	Max Drift X	DINYY	1749	5.800	0.000	5.350	0.000107	
STORY1	Max Drift Y	DINYY	1742	26.400	7.680	5.350		0.001096

Fig. 6-10 Distorsiones por sismo en Y. (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Debido a la fuerza sísmica Y en la dirección Y-Y, la distorsión máxima de entre piso es de 0.001461, este factor será afectado por $R=6(0.75)$ y 1.00 por ser una estructura regular en

esta dirección. Se obtiene una distorsión de 0.0065745, siendo menor a 0.007 (Limite de distorsión del entrepiso en concreto armado).

6.2.5. Análisis de irregularidades

En la Tabla 6-6 y Tabla 6-7 se muestra el resumen del análisis de irregularidad torsional en la dirección X-X y Y-Y respectivamente. Asimismo, se observa que no existe irregularidad torsional puesto que el desplazamiento relativo máximo de cada entrepiso es menor que $1.3\Delta_{prom}$. Estos datos han sido obtenidos de programa ETABS 9.7.4.

Tabla 6-6
Análisis de irregularidad torsional - Sismo X

Nivel	Altura (m)	Deriva máx.	Deriva mín.	Δ máx. (m)	Δ mín. (m)	Δ prom. (m)	$\Delta_{máx}/\Delta_{prom}$
10	35.95	0.00068	0.000607	0.002312	0.002064	0.002188	1.0567
9	32.55	0.000892	0.000798	0.003033	0.002713	0.002873	1.0556
8	29.15	0.001061	0.000952	0.003607	0.003237	0.003422	1.0541
7	25.75	0.001197	0.001073	0.00407	0.003648	0.003859	1.0546
6	22.35	0.001304	0.001168	0.004434	0.003971	0.004202	1.0550
5	18.95	0.001372	0.001225	0.004665	0.004165	0.004415	1.0566
4	15.55	0.001399	0.001244	0.004757	0.00423	0.004493	1.0586
3	12.15	0.00143	0.001271	0.004862	0.004321	0.004592	1.0589
2	8.75	0.001428	0.001268	0.004855	0.004311	0.004583	1.0593
1	5.35	0.001136	0.00101	0.006078	0.005404	0.005741	1.0587

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6-7
Análisis de irregularidad torsional - Sismo Y

Nivel	Altura (m)	Deriva máx.	Deriva mín.	Δ máx. (m)	Δ mín. (m)	Δ prom. (m)	$\Delta_{máx}/\Delta_{prom}$
10	35.95	0.000751	0.000709	0.002553	0.002411	0.002482	1.0288
9	32.55	0.000973	0.000919	0.003308	0.003125	0.003216	1.0285
8	29.15	0.001142	0.00108	0.003883	0.003672	0.003777	1.0279
7	25.75	0.001269	0.001199	0.004315	0.004077	0.004196	1.0284
6	22.35	0.001364	0.001287	0.004638	0.004376	0.004507	1.0290
5	18.95	0.001416	0.001332	0.004814	0.004529	0.004672	1.0306
4	15.55	0.001428	0.00134	0.004855	0.004556	0.004706	1.0318
3	12.15	0.001461	0.001369	0.004967	0.004655	0.004811	1.0325
2	8.75	0.001452	0.001361	0.004937	0.004627	0.004782	1.0323
1	5.35	0.001096	0.001023	0.005864	0.005473	0.005668	1.0345

Fuente: Elaboración propia

Se concluye que la edificación de porticos de concreto armado arriostrado con perfiles de acero esta extenta de irregularidades. El coeficiente de reduccion “R” será igual al coeficiente de reduccion basico “Ro”, por ser una estructura regular. Se puede continuar con el analisis y diseño sin modificacion alguna del espectro de respuesta.

6.2.6. Junta de separación sísmica

La junta de separación sísmica entre edificios tiene la finalidad de evitar el contacto entre edificios colindantes durante un movimiento sísmico. Para el cálculo de la junta de separación se escoge entre el mayor valor de las siguientes expresiones.

- $S_1 = 0.006 h$
- $S_1 = 0.006 (3595) = 21.57 \text{ cm}$
- $S_2 > 3 \text{ cm}$

La altura de la edificación es de 3595 cm; por lo tanto, la separación mínima entre edificaciones debe ser de 21.57 cm.

El edificio se retira de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables distancias no menores que los 2/3 del desplazamiento máximo lateral ni menor que la mitad de la separación mínima entre edificaciones.

En la Tabla 6-8 se detalla los resultados de las expresiones previas para la separación de los límites de propiedad.

Tabla 6-8
Separación de límite de propiedad

Dirección	Altura de la edificación (cm)	Desplazamiento máximo elástico (cm)	2/3 Deplaz. máximo elástico (cm)	$S_1/2$ (cm)
X-X	3595	16.2	10.8	10.785
Y-Y	3595	17.37	11.58	10.785

Fuente: Elaboración propia

El retiro de los límites de propiedad debe ser de 12 cm.

7. CAPÍTULO VII: COMPARACIÓN ESTRUCTURAL

7.1. Análisis comparativo sísmico estático

En la Tabla 7-1 se resumen los principales parámetros del análisis sísmico estático de ambos sistemas estructurales.

Tabla 7-1
Cuadro comparativo de análisis sísmico estático

Parámetros	Muros estructurales de concreto armado	Pórticos de concreto armado arriostrado con perfiles de acero
Coeficiente “ C_T ”	60	45
Periodo fundamental de vibración (s)	0.599	0.798
Configuración estructural	Regular	Regular
Coeficiente de reducción “ R ”	6	6
Carga muerta (tonf)	6155.06	5830.27
Carga viva (tonf)	2827.44	2827.44
Peso sísmico (tonf)	6861.92	6537.13
Cortante basal estática (tonf)	1150.81	823.4

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 7-1 se puede concluir lo siguiente:

- El periodo fundamental de vibración del sistema de muros estructurales es inferior al del sistema de pórticos arriostrados, esto se debe al coeficiente empírico “ C_T ” que la norma E030 impone. El C_T es directamente proporcional a la rigidez lateral de la estructura. Por ello, la estructura de muros estructurales que tiene mayor rigidez lateral que la estructura porticada, tiene un valor mayor de C_T y por ende menor periodo de vibración. Este coeficiente influye directamente en la fuerza cortante basal de la estructura.
- La cortante basal estática es de 1150.81 tonf en el sistema de muros estructurales, y en el sistema de pórticos arriostrados es de 823.4 tonf. Utilizando el sistema de pórticos arriostrados se reduce 28.45% de la cortante basal estática. Esto se debe no solo a la reducción del peso sísmico, sino también a la reducción de la aceleración debido a un mayor periodo fundamental de vibración.

La distribución de fuerzas inerciales en ambos sistemas difiere por el factor “ K ” que se le aplica a cada sistema, este factor está relacionado con el periodo fundamental de vibración.

En la Fig. 7-1 se observa que en la edificación de muros estructurales por presentar $K= 1.05$

tiene una distribución lineal y con mayor pendiente, indicando esfuerzos de corte. Asimismo, se observa que la edificación de pórticos arriostrados ($K=1.15$) tiene una distribución casi lineal y con menor pendiente, esto indica combinación de esfuerzos de flexión y de corte.

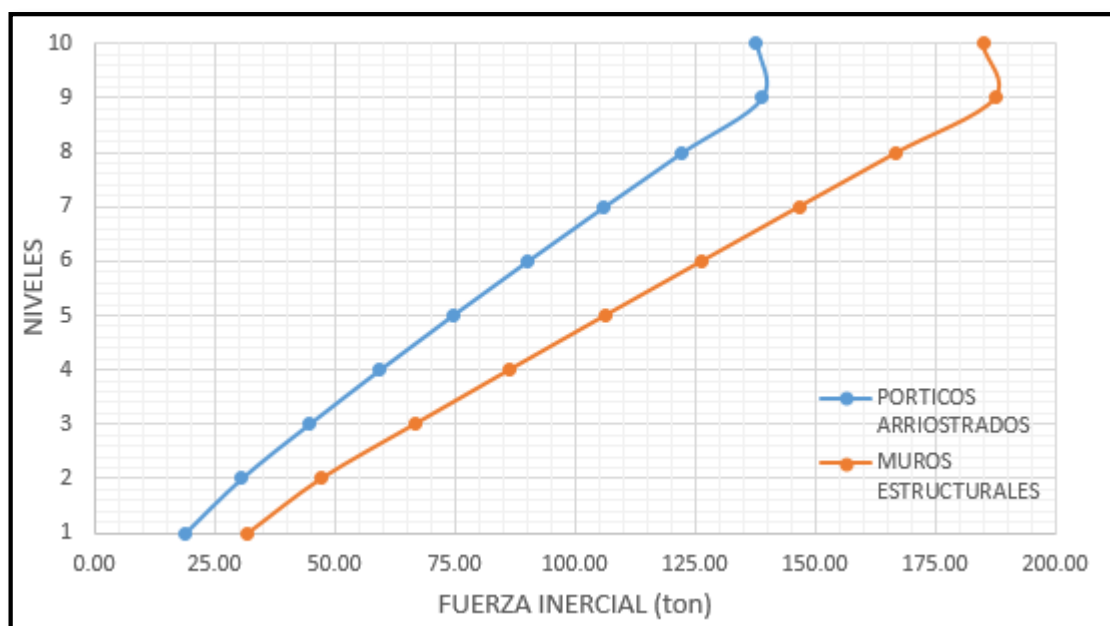


Fig. 7-1 Distribución de fuerzas inerciales de ambos sistemas estructurales.
(Fuente: Elaboración propia)

7.2. Análisis comparativo sísmico dinámico modal espectral

En la Tabla 7-2 se resumen los principales parámetros del análisis sísmico dinámico de ambos sistemas estructurales.

Tabla 7-2

Cuadro comparativo de análisis sísmico dinámico modal espectral

Parámetros	Muros estructurales de concreto armado	Pórticos de concreto armado arriostrado con perfiles de acero
Periodo fundamental de vibración (s)	1.036	1.112
Cortante basal Dinámica X-X (tonf)	638.29	559.78
Cortante basal Dinámica Y-Y (tonf)	587.52	527.96
Cortante basal mínima (tonf)	920.648	658.72
Factor de amplificación sísmica X-X	1.40	1.18
Factor de amplificación sísmica Y-Y	1.55	1.25

Parámetros	Muros estructurales de concreto armado	Pórticos de concreto armado arriostrado con perfiles de acero
Desplazamiento lateral máximo X-X (cm)	14.355	16.2
Desplazamiento lateral máximo Y-Y (cm)	15.93	17.37
Deriva máxima de entrepiso X-X (cm)	0.006849	0.006435
Deriva máxima de entrepiso Y-Y (cm)	0.006885	0.006575

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 7-2 se puede concluir lo siguiente:

- En la dirección X-X, la cortante basal dinámica es de 638.29 tonf en el sistema de muros estructurales, y en el sistema de pórticos arriostrados es de 559.78 tonf. Utilizando el sistema de pórticos arriostrados se reduce 12.3% de la cortante basal dinámica. Esto se debe no solo a la reducción del peso sísmico, sino también a la reducción de la aceleración debido a un mayor periodo fundamental de vibración.
- En la dirección Y-Y, la cortante basal dinámica es de 587.52 tonf en el sistema de muros estructurales, y en el sistema de pórticos arriostrados es de 527.96 tonf. Utilizando el sistema de pórticos arriostrados se reduce 10.14% de la cortante basal dinámica.
- En la dirección X-X, el factor de amplificación sísmica es de 1.40 en el sistema de muros estructurales, y en el sistema de pórticos arriostrados es de 1.18. Este factor de amplificación se reduce 15.71% al utilizar sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero.
- En la dirección Y-Y, el factor de amplificación sísmica es de 1.55 en el sistema de muros estructurales, y en el sistema de pórticos arriostrados es de 1.25. Este factor de amplificación se reduce 19.35% al utilizar sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero.

La edificación de muros estructurales presenta menores desplazamientos laterales del centro de masa en ambos sentidos, resulta ser más rígida que la edificación de pórticos arriostrados. En la Fig. 7-2 se aprecia los desplazamientos laterales del centro de masa de ambos sistemas en ambos sentidos.

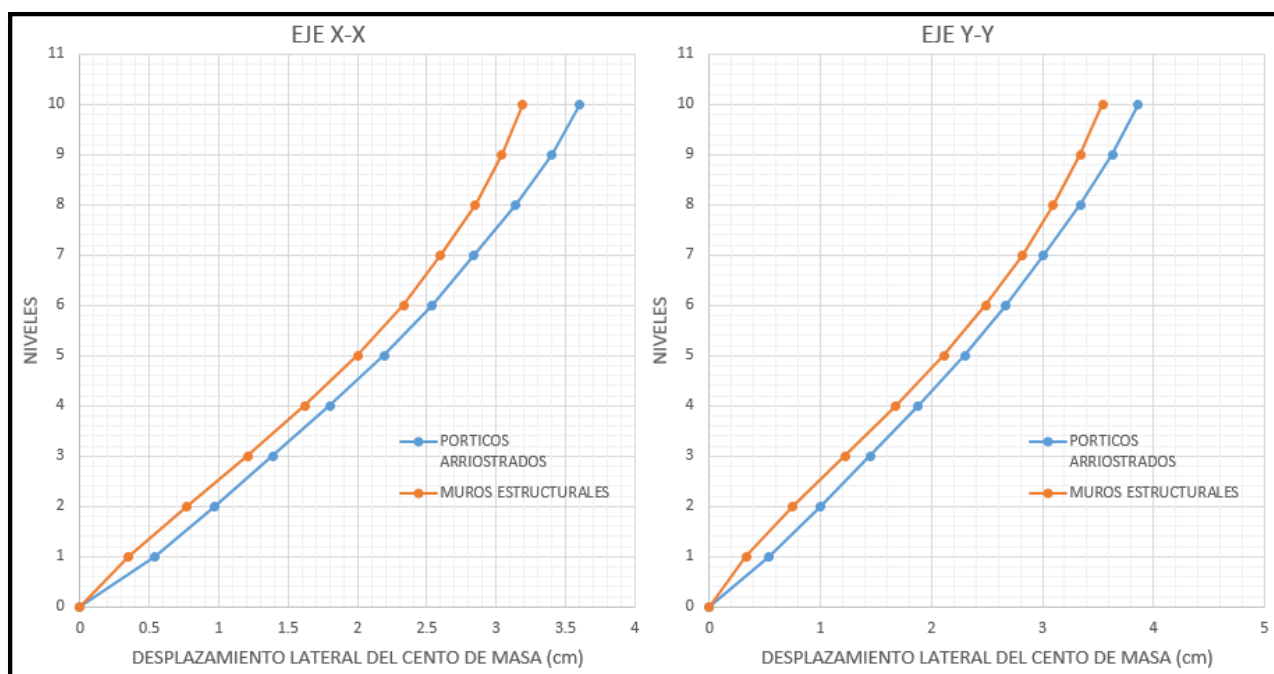


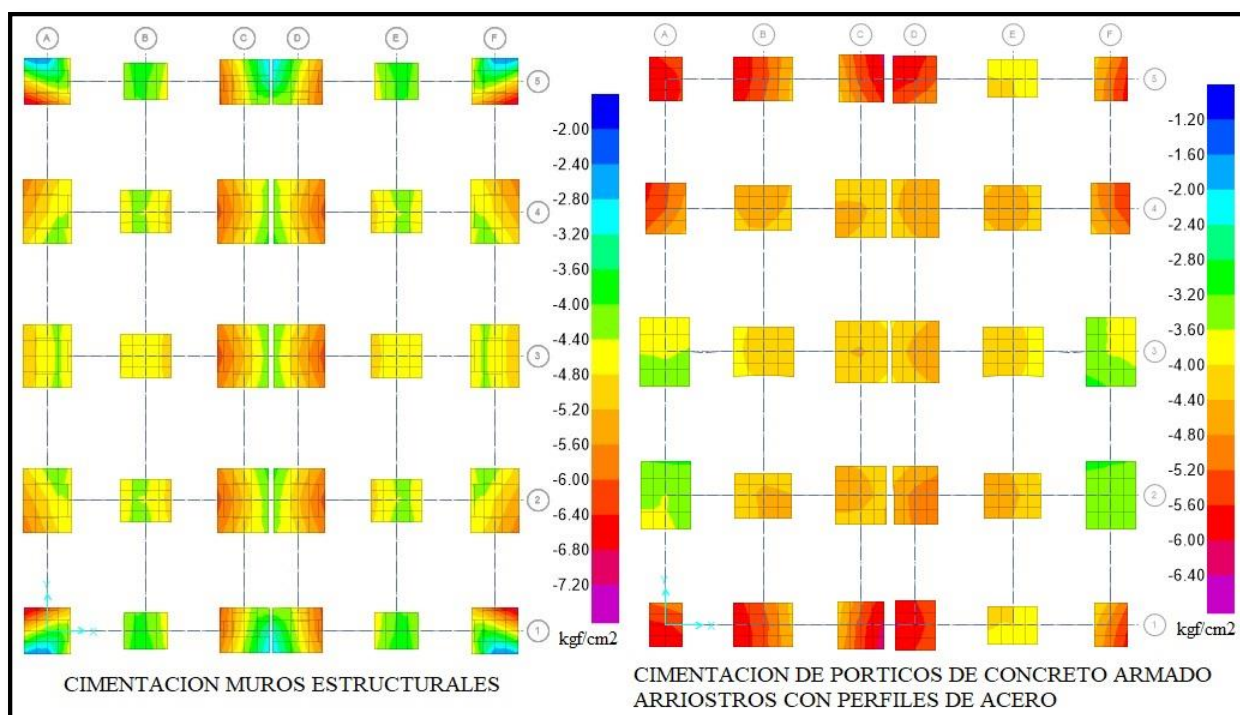
Fig. 7-2 Comparación de desplazamientos laterales de centro de masa.

(Fuente: Elaboración propia)

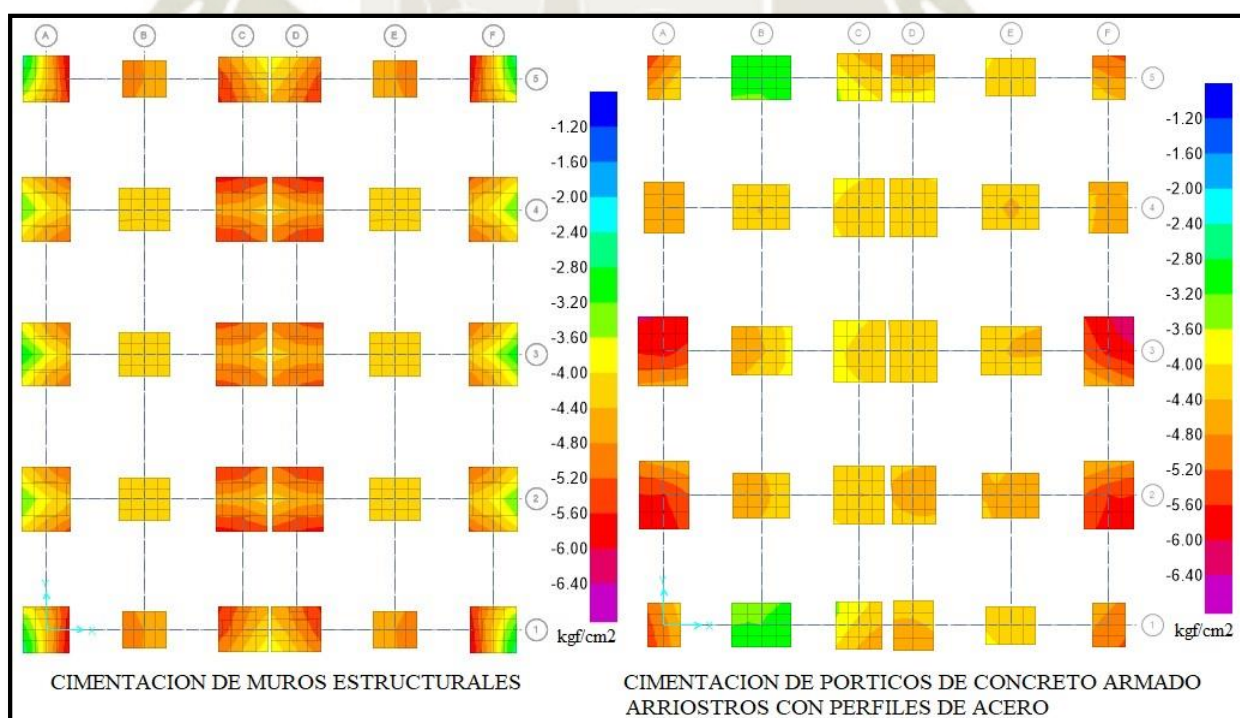
7.3. Análisis comparativo de distribución de reacciones

La configuración estructural y las cargas, son factores que influyen en la transmisión de reacciones de la edificación hacia el suelo. Debido que ambas edificaciones difieren de los factores previamente indicados se realiza la comparación de distribución de reacciones o esfuerzos. Asimismo, esta comparación nos permitirá entender el motivo de las características geométricas del sistema de cimentación (zapatas, vigas de cimentación).

En la Fig. 7-3 y Fig. 7-4 se muestra los esfuerzos transmitidos de la cimentación hacia el suelo debido a cargas de servicio (Cargas de gravedad, carga sísmica en X “DINXX y en Y “DINY”, respectivamente). En el lado izquierdo y derecho se muestra la cimentación de la edificación de muros estructurales y pórticos arriostrados de concreto armado arriostrados con perfiles de acero, respectivamente. Asimismo, se muestra la paleta de colores para identificar la magnitud de los esfuerzos, los esfuerzos se encuentran en kgf/cm^2 .



**Fig. 7-3 Esfuerzos transmitidos debido a cargas de servicio (Gravedad y sismo en X-X
“DINXX”) (Fuente: Elaboración propia en SAFE 12.3.1)**



**Fig. 7-4 Esfuerzos transmitidos debido a cargas de servicio (Gravedad y sismo en Y-Y
“DINY”) (Fuente: Elaboración propia en SAFE 12.3.1)**

A partir de la Fig. 7-3 y Fig. 7-4 se concluye lo siguiente:

- Se observa que la edificación de muros estructurales presenta una distribución de esfuerzos hacia el suelo más homogénea que la distribución de la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. Esta distribución homogénea se debe a la regularidad estructural de la edificación, pues no presenta concentración de rigidez excesiva en alguna zona, es por ello que los muros estructurales distribuyen la fuerza axial generada por la carga sísmica de manera más uniforme.
- En la edificación de pórticos arriostrados, se visualiza una concentración considerable de esfuerzos en las zapatas que soportan los pórticos arriostrados. A diferencia de los demás pórticos, estos presentan mayor rigidez debido a los arriostres, es por ello que gran parte de la fuerza axial generada por las cargas sísmicas descargan sobre estas zapatas.
- En el sistema de pórticos arriostrados, las zapatas que reciben a los pórticos arriostrados presentan características geométricas superiores a las demás zapatas, evitando superar la capacidad portante admisible del suelo. Este análisis se verá a detalle en el acápite 8.7.3. Asimismo, estas zapatas presentan espesor de 1.00 m para resistir esfuerzos cortantes por punzonamiento y por flexión. Las zapatas que no están conectadas directamente a los pórticos arriostrados no son tan voluminosas porque su diseño por punzonamiento al suelo esta mayormente influenciado por cargas de gravedad.
- En el sistema de pórticos arriostrados, las vigas de cimentación que conectan a las zapatas que reciben los pórticos arriostrados presentan concentración de esfuerzos, esto influye directamente en el acero de refuerzo. Sin embargo, en comparación con el sistema de muros estructurales, las vigas de cimentación presentan menor área de acero de refuerzo. Esto se debe a que la fuerza sísmica y el peso de la edificación es menor.

8. CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

8.1. Introducción

La filosofía de diseño que se utilizará será el diseño por resistencia. Todos los elementos estructurales deben ser diseñados para obtener resistencia de diseño (ϕR_n) igual o mayor que la resistencia requerida o última (R_u), cumpliendo (RNE, E.060, 2009):

$$\phi R_n \geq R_u$$

La resistencia requerida o última (R_u), es el esfuerzo calculado en el análisis estructural debido a cargas amplificadas o simplificadas. Este análisis debe contemplar las siguientes combinaciones, las cuales presentan coeficientes mínimos (RNE, E.060, 2009):

- $U_1 = 1.4CM + 1.7CV$
- $U_2 = 1.25 (CM + CV) + 1CS$
- $U_3 = 1.25(CM + CV) - 1CS$
- $U_4 = 0.9CM + CS$
- $U_5 = 0.9CM - CS$

Donde:

- CM: carga muerta;
- CV: carga viva; y
- CS: carga sísmica.

La resistencia de diseño (ϕR_n), se obtiene del producto de la resistencia nominal (R_n) y factores de reducción de resistencia (ϕ), estos últimos varían según los esfuerzos y son los siguientes (RNE, E.060, 2009):

- Flexión sin carga axial $\phi = 0.90$
- Cortante con o sin torsión $\phi = 0.85$

En este acápite se desarrollará el diseño de elementos de concreto armado para ambos sistemas estudiados, en el cual se detallará los criterios y requerimientos mínimos de diseño según la norma E060 “Concreto Armado”.

8.2. Diseño de vigueta

Elemento horizontal cuya función es soportar cargas verticales y transmitir las a vigas, columnas y/o muros estructurales; y conformar diafragmas rígidos en la estructura.

La losa aligerada de ambas edificaciones presenta peralte de 20 cm y se utilizará poliestireno expandido, sustituyendo al ladrillo King Kong que usualmente se utiliza, ver Fig. 8-1. El uso de poliestireno expandido presenta las siguientes ventajas:

- Reduce del peso sísmico de la edificación, consecuentemente reduce la fuerza sísmica y desplazamientos de entrepiso; y
- Reduce de acero de refuerzo en la estructura.

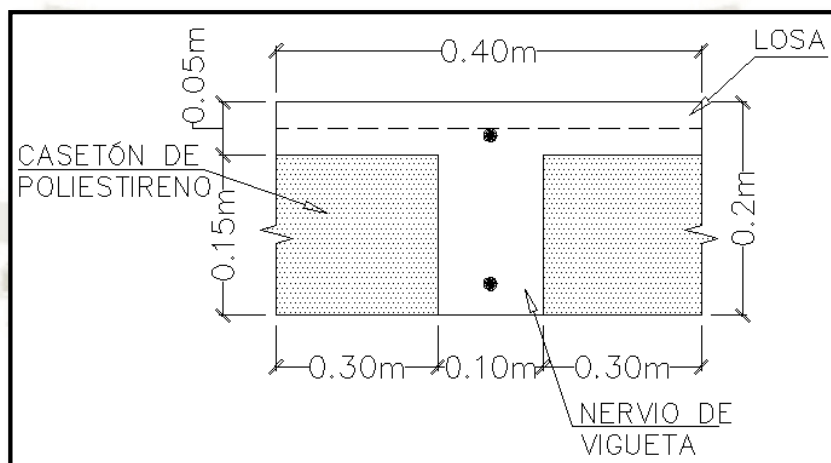


Fig. 8-1 Sección típica de vigueta (Fuente: Elaboración propia)

Para el diseño de viguetas se incluirá el siguiente análisis de cargas:

- **Carga muerta por peso propio del aligerado:**

$$\text{Losa: } 0.05\text{m} \times 0.40\text{m} \times 2.4\text{ton/m}^3 = 0.048 \text{ ton/m}$$

$$\text{Nervio de Vigueta: } 0.15\text{m} \times 0.10\text{m} \times 2.4\text{ton/m}^3 = 0.036 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio total: } 0.048 + 0.036 = 0.084 \text{ ton/m}$$

Se desprecia el peso del casetón de poliestireno por tener un peso específico de 30 kgf/m³.

Sin embargo, se considerará el valor conservador de 0.1 tonf/m como peso propio total.

- **Carga muerta por piso terminado:**

$$(0.1\text{ton/m}^2)(0.4\text{m}) = 0.04 \text{ ton/m}$$

- **Carga viva o sobrecarga:**

$$\text{Area de corredores: } 0.40\text{ton/m}^2 \times 0.40\text{m} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$\text{Area de computación: } 0.25\text{ton/m}^2 \times 0.40\text{m} = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$\text{Tabiquería móvil: } 0.10\text{ton/m}^2 \times 0.40\text{m} = 0.04 \text{ ton/m}$$

Las viguetas no están sujetas a esfuerzos sísmicos, solamente se considera la primera combinación de cargas para su diseño.

8.2.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión de viguetas y vigas se basará en el modelo de esfuerzos equivalentes propuesto por Whitney, dicho modelo está incorporado en el reglamento de diseño de elementos de concreto armado. En la Fig. 8-2 Modelo de esfuerzos equivalentes de Whitney Fig. 8-2 se visualiza el modelo de esfuerzos equivalentes, los valores de β_1 varían acorde la resistencia de compresión del concreto y se detallan en la Tabla 8-1 .

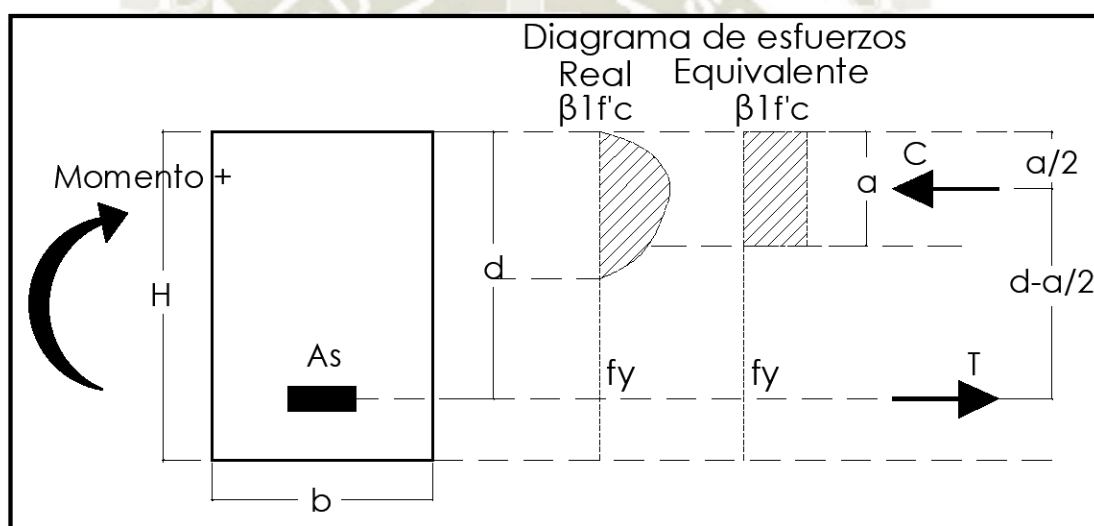


Fig. 8-2 Modelo de esfuerzos equivalentes de Whitney (Fuente: Elaboración propia)

Para el cálculo del área de acero de refuerzo se utilizará tablas, las cuales se basan en las siguientes expresiones:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$K_u = \phi f'_c \omega \left(1 - \frac{\omega}{1.7}\right) = \frac{M_u}{bd^2}$$

Finalmente se obtiene la cuantía de acero (ρ) en las tablas y se calcula el área de acero de refuerzo con la siguiente expresión:

$$A_s = b d \rho$$

Donde:

- As: Área de acero de refuerzo;
- Fy: Límite de fluencia del acero;
- F'c: Resistencia de compresión del concreto;
- ρ: Cuantía de acero;
- Mu: Momento flector último;
- d: Peralte efectivo;
- b: Ancho de sección transversal;
- Ø: Factor de reducción de resistencia; y
- ω: Índice de refuerzo.

El área de acero mínimo para elementos sometidos a flexión se hallará de la siguiente expresión:

$$A_{smin} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y}bd$$

El área de acero máximo para elementos sometidos a flexión se hallará de la siguiente expresión:

$$A_{smáx} = 0.75A_{sb}$$

En la Tabla 8-1, se detalla la cuantía máxima y mínima para diferente resistencia de concreto y tomando un solo valor de fy (4200 kgf/cm²).

Tabla 8-1

Cuantía mínima y máxima para elementos a flexión

f'c (kgf/cm ²)	f'c (Mpa)	β1	Cuantía Balanceada (pb)	0.75pb	Cuantía máxima (ρmáx)	Cuantía mínima (ρmín)
175	17	0.85	1.77%	1.33%	0.0133	0.0022
210	21	0.85	2.13%	1.60%	0.016	0.0024
280	28	0.85	2.83%	2.12%	0.0212	0.0028
350	34	0.81	3.36%	2.52%	0.0252	0.0031
420	41	0.76	3.79%	2.84%	0.0284	0.0034
450	44	0.74	3.94%	2.96%	0.0296	0.0035
570	56	0.65	4.41%	3.31%	0.0331	0.0039

Fuente: Elaboración propia

8.2.2. Diseño por corte

La resistencia a esfuerzos de corte está en función al área transversal del concreto. El área de acero de refuerzo no conlleva responsabilidad alguna frente a la resistencia por corte. Se debe verificar la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_c = 0.53bd\sqrt{f'_c}$$

En caso, la resistencia al cortante ofrecida por la viga fuese menor, se debe incrementar el ancho de la viga o aumentar el peralte de esta.

8.2.3. Ejemplo de diseño

Para este ejemplo de diseño, se tomará la viga típica del edificio, con mayor longitud. Las cargas a tomarse en cuenta son las mencionadas previamente en la sección 8.1 y corresponden a cargas del primer nivel.

A continuación, en la Fig. 8-3 y Fig. 8-4 se observa la carga muerta y viva respectivamente distribuida linealmente en la viga. Además, en la Fig. 8-5 y Fig. 8-6 se presenta los esfuerzos flectores y cortantes de una viga típica respectivamente.

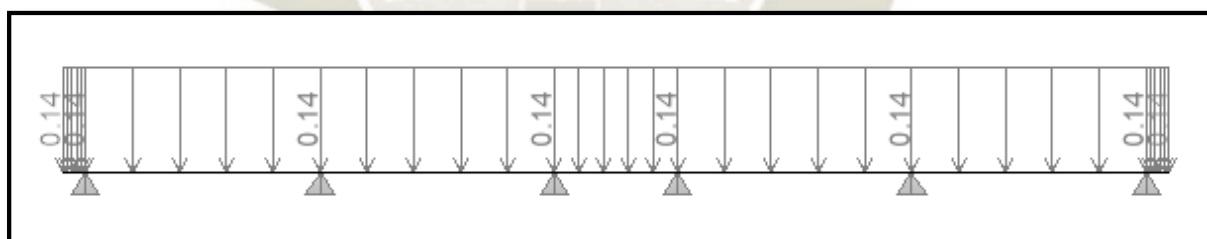


Fig. 8-3 Carga muerta total (tonf.m) (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

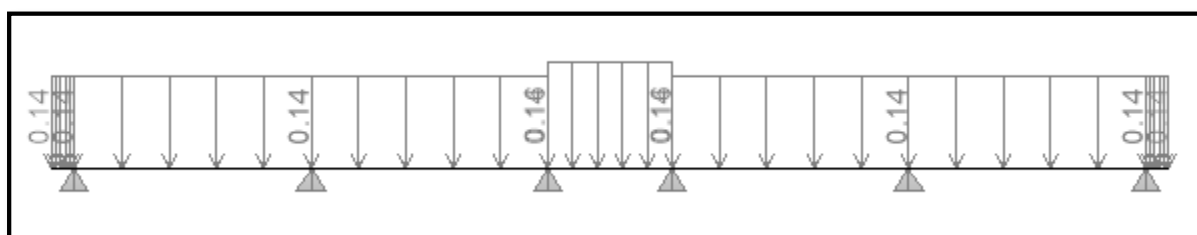


Fig. 8-4 Carga viva total (tonf.m) (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

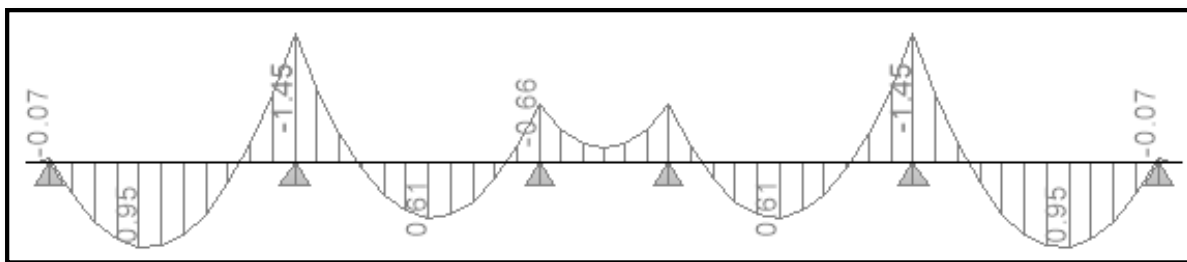


Fig. 8-5 DMF de vigueta (tonf.m) (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

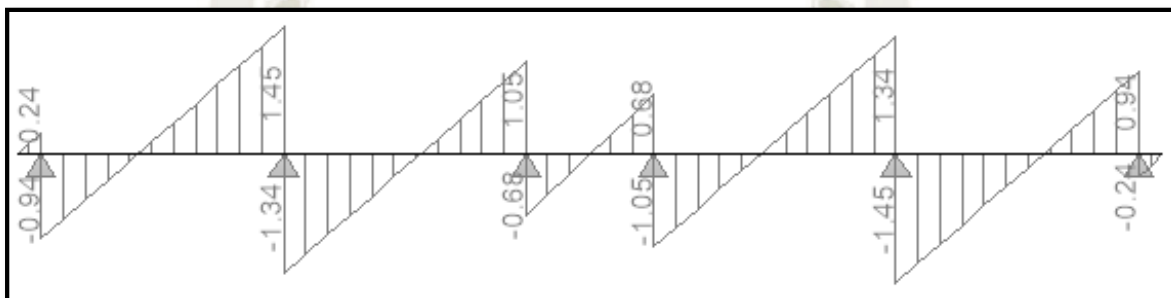


Fig. 8-6 DFC de vigueta (tonf.) (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Para un diseño detallado se tomará el máximo momento flector positivo (0.95 tonf.m) y la máxima fuerza cortante (1.45 tonf). Se tomará como peralte efectivo 17 cm y ancho 40 cm.

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

$$K_u = \frac{0.95 \times 10^5}{(40)(17)^2} = 8.22$$

Según tabla y/o ecuaciones previas, se obtiene la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.00210 < \rho_{\text{máx}}$$

$$A_s = 0.0021(40)(17) = 1.43 \text{ cm}^2$$

La combinación de aceros que satisfará este requerimiento es 1Ø1/2" + 1Ø3/8"

$$V_c = 0.53bd\sqrt{f'_c}$$

$$V_c = \frac{0.53(10)(17)\sqrt{280}}{1000} = 1.51 \text{ tonf.}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u \leq 0.85(1.51) = 1.282 \text{ tonf.}$$

La resistencia a la fuerza cortante del concreto es menor a la fuerza cortante última producto del análisis en algunos tramos de la vigueta. Por consiguiente, se debe incrementar el ancho de la vigueta en la zona próxima a los apoyos (vigas) donde corresponde.

Se considera un incremento de vigueta de 40 cm.

$$\phi V_c = \frac{0.85(0.53)(40)(17)\sqrt{280}}{1000} = 5.01 \text{ tonf.}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

El incremento de ancho de la vigueta, incrementa considerablemente la resistencia a la fuerza cortante, siendo esta mayor a la fuerza cortante última.

En la Tabla 8-2 y Tabla 8-3 se observa el diseño por flexión que corresponde a los demás tramos de la vigueta analizada.

Tabla 8-2

Diseño por flexión momentos positivos

b (cm)	d (cm)	f'c (kgf/cm ²)	fy (kgf/cm ²)	M+ (tonf.m)	a (cm)	As requerida (cm ²)	As real (cm ²)	Acero corrugado
40	17	280	4200	0.95	0.87	1.45	1.98	1ø1/2"+1ø3/8"
40	17	280	4200	0.61	0.56	0.89	1.27	1ø1/2"
40	17	280	4200	0.61	0.87	0.89	1.98	1ø1/2"
40	17	280	4200	0.95	0.87	1.45	1.98	1ø1/2"+1ø3/8"

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-3

Diseño por flexión momentos negativos

b (cm)	d (cm)	f'c (kgf/cm ²)	fy (kgf/cm ²)	M- (tonf.m)	a (cm)	As requerida (cm ²)	As real (cm ²)	Acero corrugado
10	17	280	4200	-0.07	1.25	0.71	0.71	1ø3/8"
10	17	280	4200	-1.45	4.48	2.54	2.54	2ø1/2"
10	17	280	4200	-0.66	2.24	1.27	1.27	1ø1/2"
10	17	280	4200	-1.45	4.48	2.54	2.54	2ø1/2"
10	17	280	4200	-0.07	1.25	0.71	0.71	1ø3/8"

Fuente: Elaboración propia

De las anteriores tablas, se puede comentar lo siguiente:

- El valor de “a” es menor a 5 cm, esto implica que la vigueta puede ser diseñada como sección rectangular sin necesidad de analizar su verdadera geometría.
- Para el diseño a flexión no se considera el ancho incrementado de la vigueta.

8.3. Diseño de viga

La viga es un elemento horizontal, cuya función es, resistir cargas de gravedad y sísmicas; transmitir fuerzas a columnas y/o muros estructurales y en menor medida aportar rigidez lateral a la estructura. Las vigas están sometidas mayormente a fuerzas de corte, momentos flectores y en ocasiones momentos torsionales.

8.3.1. Diseño por flexión

Para el diseño a flexión de vigas se presenta los siguientes criterios de diseño:

- El cálculo del área de acero de refuerzo se obtendrá de las ecuaciones del acápite 8.2.1 y se diseñará en base al momento último máximo (M_u) de la envolvente del diagrama de momentos flectores generado en el análisis elástico.
- El acero de refuerzo máximo longitudinal a flexión no debe exceder $\frac{3}{4}$ del acero balanceado.
- El acero de refuerzo mínimo longitudinal para elementos a flexión está en la Tabla 8-1.

8.3.2. Diseño por cortante

El diseño por cortante en los elementos de concreto armado inducen la falla dúctil de los elementos para un deterioro progresivo cuando estos estén sometidos a cargas últimas. Por ello, este diseño por capacidad toma en cuenta el refuerzo longitudinal por flexión previamente diseñado, con la finalidad de fallar por flexión y no por cortante.

Para el diseño por cortante de vigas se presenta los siguientes criterios de diseño:

- La fuerza cortante de diseño (V_u) de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no deben ser menor que el menor valor obtenido de la suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales resistentes (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

En la Fig. 8-7 se observa como calcular la fuerza cortante de diseño y se detalla las ecuaciones respectivas.

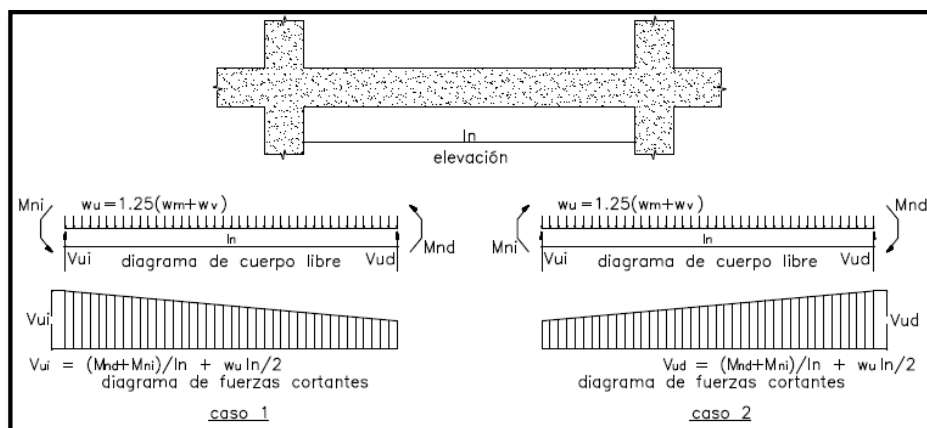


Fig. 8-7 Fuerza cortante de diseño de vigas (RNE, E.060, 2009)

Los momentos nominales resistentes que se indican en la Fig. 8-7 se calculan con las siguientes expresiones:

$$ab = \frac{Asfy}{0.85bf'c}$$

$$Mn = Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

- Los estribos serán máximos de 3/8" para las barras longitudinales de hasta 1" de diámetro.
- El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento no debe exceder del menor de los siguientes casos:
 - $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal;
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
 - 300 mm.

En la Fig. 8-8 se detalla la distribución de zonas de confinamiento y la zona central.

Asimismo, se indica los acápites de la norma E060 donde se encuentra el espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento

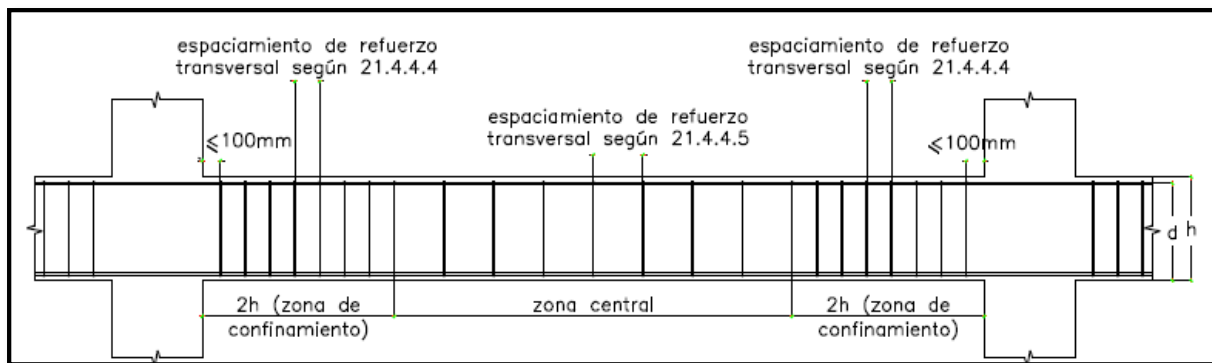


Fig. 8-8 Esquema de zona de confinamiento y central (RNE, E.060, 2009)

8.3.3. Ejemplo de diseño

A continuación, se realiza el diseño del tercer tramo de la viga V-1, del tercer nivel de la edificación de muros estructurales. Primeramente, se diseñará por flexión. En la Fig. 8-9 se visualiza el diagrama de envolvente de momento flector de la viga V-1.

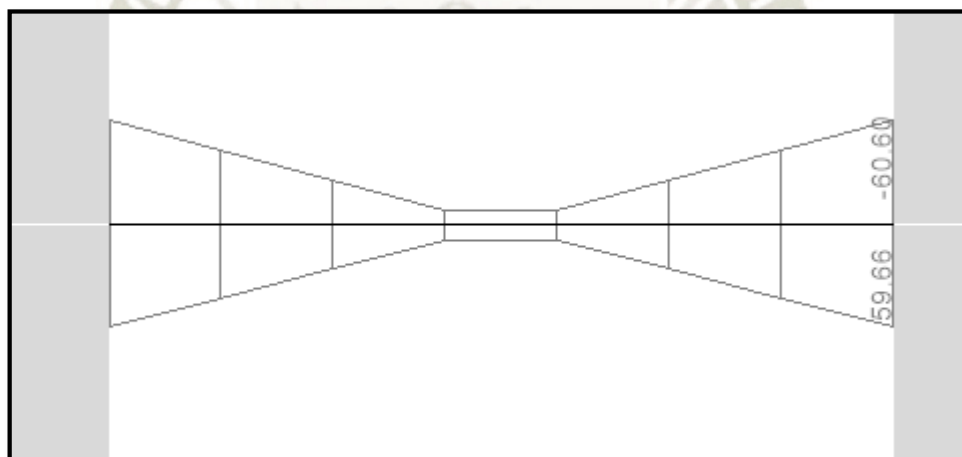


Fig. 8-9 Diagrama de Momento Flector (tonf.m). (Fuente: Elaboración propia en ETABS 9.7.4.)

Para el diseño por flexión, se considera un peralte efectivo (d) igual a 56 cm, pues debido a la magnitud del momento flector se prevé que el acero de refuerzo longitudinal será distribuido en dos capas de acero. Se procede al cálculo del factor K_u :

$$K_u = \frac{60.60 \times 10^5}{(30)(56)^2} = 64.41$$

Según tablas y/o ecuaciones previas, se obtiene la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.0207$$

$$A_s = 0.0207(30)(56) = 34.78 \text{ cm}^2$$

La combinación de aceros que satisfará este requerimiento es 7Ø1". Se colocará igual área de acero en ambos lados, tanto arriba y abajo por tener momentos de flexión muy similares.

Seguidamente, se diseñará por cortante. La siguiente expresión representa la resistencia del concreto al concreto:

$$V_c = 0.53bd\sqrt{f'_c}$$

$$V_c = \frac{0.53(30)(56)\sqrt{280}}{1000} = 14.9 \text{ ton.}$$

Para calcular W_u , se multiplica 1.25 por la suma de W_m y W_v . W_m tiene valor de 0.5 tonf/m y W_v tiene un valor de 0.12 tonf/m. W_u presenta valor de 0.775 tonf/m. Asimismo, el valor V_{ui} tiene valor de 1.12 tonf. Todos los anteriores valores fueron obtenidos de las fórmulas que se encuentran en la Fig. 8-7.

En la Fig. 8-10 se detalla el armado del acero longitudinal obtenido del diseño por flexión.

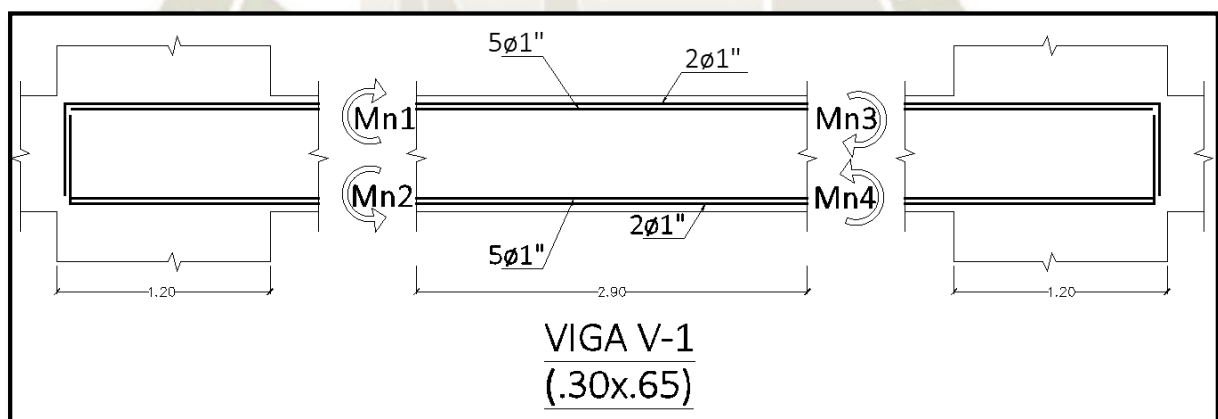


Fig. 8-10 Armado de acero longitudinal de viga V-1 (Fuente: Elaboración propia)

En la Tabla 8-4 se resume las características y se obtiene el Momento resistente nominal (M_n). Este momento resistente es igual para los 4 casos por tener área de acero iguales en las cuatro caras.

Tabla 8-4
Calculo de Momento nominal resistente

Características	
L (cm)	290
As (cm²)	35.7
f'c (kgf/cm²)	280
fy (kgf/cm²)	4200
b (cm)	30
d (cm)	56
a (cm)	21
Mn1,2,3,4 (tonf.m)	68.22

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8-5 se obtiene los límites de la envolvente de la fuerte cortante. Los límites son iguales puesto que el acero longitudinal y las cargas de gravedad son iguales.

Tabla 8-5
Límites de envolvente de fuerza cortante

Límites	Vui (tonf)	(Md+Mi)/L	Vu (tonf)
Primer límite	1.12	47.05	45.93
	1.12	47.05	48.17
Segundo límite	1.12	47.05	48.17
	1.12	47.05	45.93

Fuente: Elaboración propia

En la Fig. 8-11 se aprecia la envolvente de fuerzas cortante producto del análisis. Asimismo, la cortante última se toma a una distancia equivalente a “d” (56cm) y esta presenta un valor de 30 tonf.

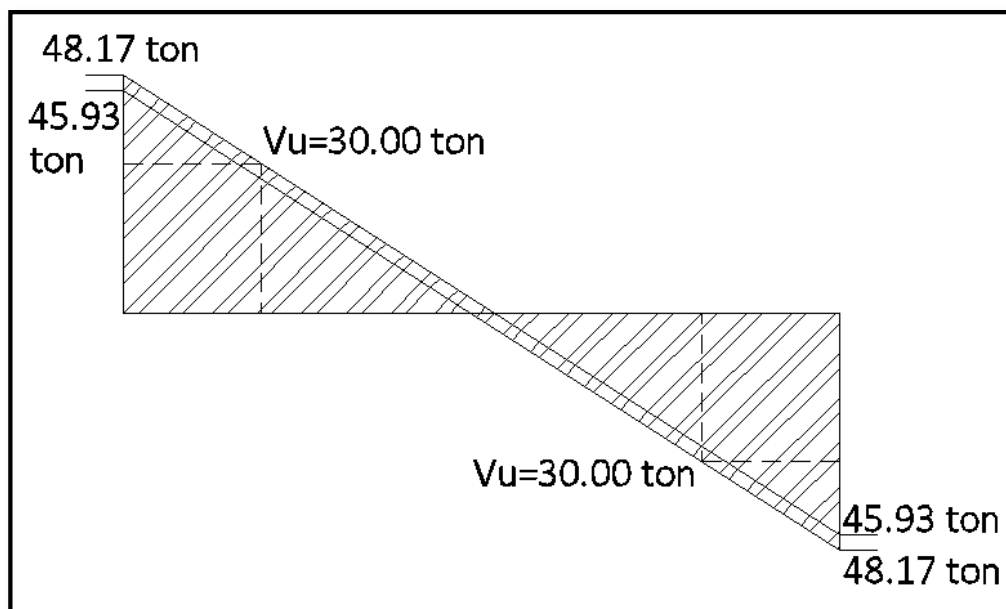


Fig. 8-11 Diagrama de fuerza cortante última de diseño. (Fuente: Elaboración propia)

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$V_s = \frac{30}{0.85} - 14.9 = 20.394 \text{ ton}$$

Inicialmente se utilizará acero corrugado de 3/8" para los estribos

$$S = \frac{\#hiladas \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{2(0.71)(4200)(56)}{20394} = 16.37 \text{ cm}$$

Asimismo, se considera los espaciamientos dados por la norma:

- $56/4 = 14 \text{ cm};$
- $10(2.54) = 25.4 \text{ cm};$
- $24(0.9525) = 22.86 \text{ cm};$ y
- $30 \text{ cm}.$

Según los espaciamientos calculados previamente, los estribos cerrados de confinamiento para las vigas de 30 x 65 cm presentarán la siguiente configuración: 1@5 cm, 12@10cm, 6@15cm y resto a 20 cm. Esta distribución satisface los requerimientos mínimos de la norma E060, es conservadora y en el proceso constructivo es más práctica.

8.4. Diseño de columna

Las columnas son elementos verticales o inclinados que aportan rigidez lateral a la edificación y transmiten cargas hacia el sistema de cimentación. Las principales solicitaciones en una columna son cargas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes. En edificaciones irregulares en planta, las columnas están sometidas a momentos de torsión debido a la rotación en planta generada por una considerable excentricidad.

8.4.1. Diseño por flexo-compresión

La cuantía de refuerzo longitudinal no debe ser menor de 1% ni mayor de 6%. La cuantía mínima se debe a dos razones, proveer resistencia a la flexión para esfuerzos no considerados en el análisis estructural y para reducir la fluencia del acero de refuerzo por motivos del *creep*³ o flujo plástico del concreto. La cuantía máxima evita el congestionamiento del refuerzo longitudinal sobre todo en zonas de empalme en donde la cuantía de acero sería el doble.

El diseño a flexo-compresión de una columna, a diferencia del diseño a flexión simple, se utiliza un diagrama de interacción en el cual, se visualiza la carga axial resistente nominal (P_n) y momento resistente nominal (M_n). EL valor de M_n dependerá del valor de P_n y viceversa.

8.4.2. Diseño por cortante

Según la norma E060, los estribos cerrados de confinamiento serán como mínimo de diámetro de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" y deben proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o (Zona de confinamiento).

El espaciamiento S_o no debe exceder el menor de:

- 6 veces el diámetro de la menor barra longitudinal;
- La tercera parte de la dimensión mínima del elemento; y
- 100 mm.

La longitud L_o (Zona de confinamiento) no debe ser menor que el mayor entre

³ *Creep*: Deformación inelástica del concreto bajo esfuerzos sostenidos. Ocurre únicamente cuando el concreto está sometido a esfuerzos axiales (compresión o tracciones) permanentemente.

- Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento; y
- 500 mm.

El espaciamiento de estribos cerrados en zona central no debe exceder al menor de diez veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna y 250 mm

A pesar de que existen límites bastante conservadores respecto al espaciamiento de estribos cerrados, el diseñador debe analizar y realizar el diseño por cortante. El diseño por capacidad supone que en los extremos de la columna se generan rotulas plásticas con una resistencia probable a flexión (M_{pr}) igual a la resistencia nominal a flexión (M_n) afectada por un factor de 1.25. (RNE, E.060, 2009)

Esta resistencia nominal a flexión se obtiene del diagrama de interacción. Seguidamente, se obtiene el cortante de diseño probable (V_{pr}) que es el doble de M_n entre la longitud de la columna, ver Fig. 8-12 .

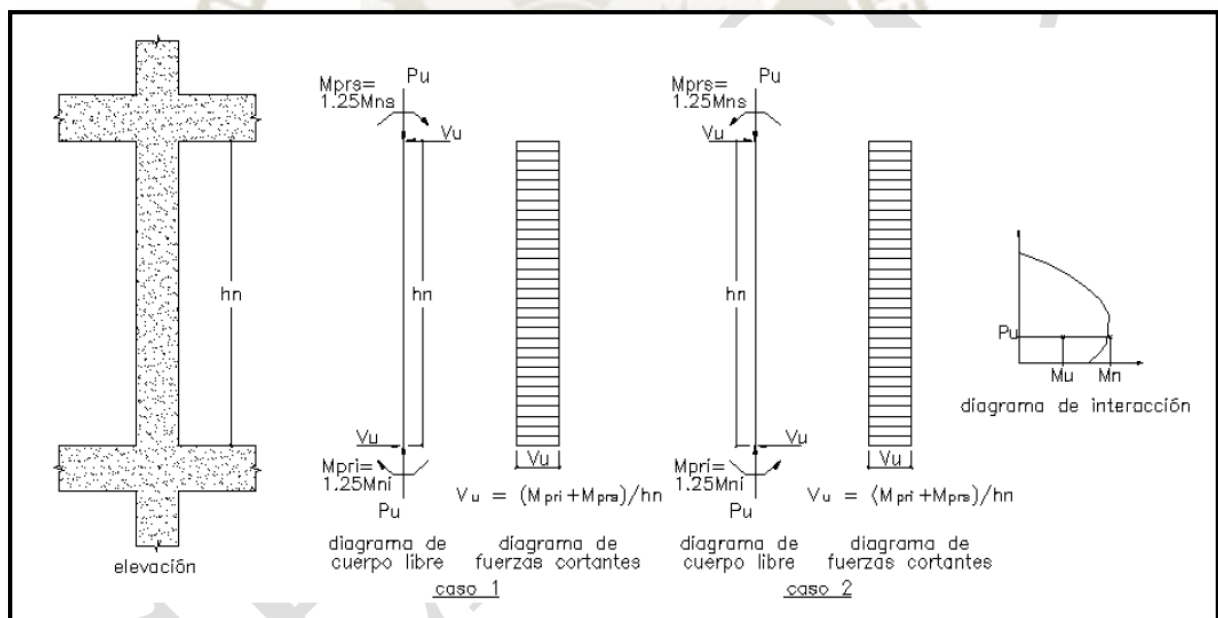


Fig. 8-12 Fuerza cortante de diseño en columnas (RNE, E.060, 2009)

Finalmente, se calcula el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento con las dos siguientes formulas:

$$V_s = \frac{V_{pr}}{0.85} - V_c$$

$$S = \frac{\#hiladas \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

8.4.3. Ejemplo de diseño

La columna que se tomará de ejemplo de diseño es la columna que está en el eje A y eje 3 en la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. Para el diseño de la columna se tomará las fuerzas y momentos en la parte inferior de la columna por ser mayores que en la parte superior.

La Tabla 8-6 detalla la magnitud de las combinaciones de fuerza axial, momento flector y fuerza cortante en ambos sentidos debido a la fuerza sísmica en X “DINXX” y fuerzas de gravedad.

Tabla 8-6
Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica X “DINXX”

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu2 (tonf.m)	Mu3 (tonf.m)	Vu2 (tonf)	Vu3 (tonf)
1.4CM+1.7CV	438.61	1.67	0.09	0.014	0.717
1.25(CM+CV)+DINXX	455.92	52.27	4.41	1.14	12.96
1.25(CM+CV)-DINXX	278.36	-49.47	-4.27	-1.12	-11.76
0.9CM+DINXX	270.87	51.56	4.37	1.14	12.66
0.9CM-DINXX	93.31	-50.18	-4.31	-1.12	-12.06

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 8-7 detalla la magnitud de las combinaciones de fuerza axial, momento flector y fuerza cortante en ambos sentidos debido a la fuerza sísmica en Y “DINYY” y fuerzas de gravedad.

Tabla 8-7
Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica Y “DINYY”

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu2 (tonf.m)	Mu3 (tonf.m)	Vu2 (tonf)	Vu3 (tonf)
1.4CM+1.7CV	438.61	1.67	0.09	0.014	0.717
1.25(CM+CV)+DINYY	716.39	2.24	45.66	11.69	1
1.25(CM+CV)-DINYY	2.12	0.55	-45.51	-11.67	0.2
0.9CM+DINYY	551.35	1.53	45.62	11.69	0.697
0.9CM-DINYY	187.17	-0.16	-45.56	-11.67	-0.103

Fuente: Elaboración propia

En la Fig. 8-13 se aprecia la distribución de acero longitudinal en la sección transversal de la columna. La barra corrugada #6 es de 3/4". Esta columna presenta como cuantía 1.5%, estando dentro de los límites de cuantía.

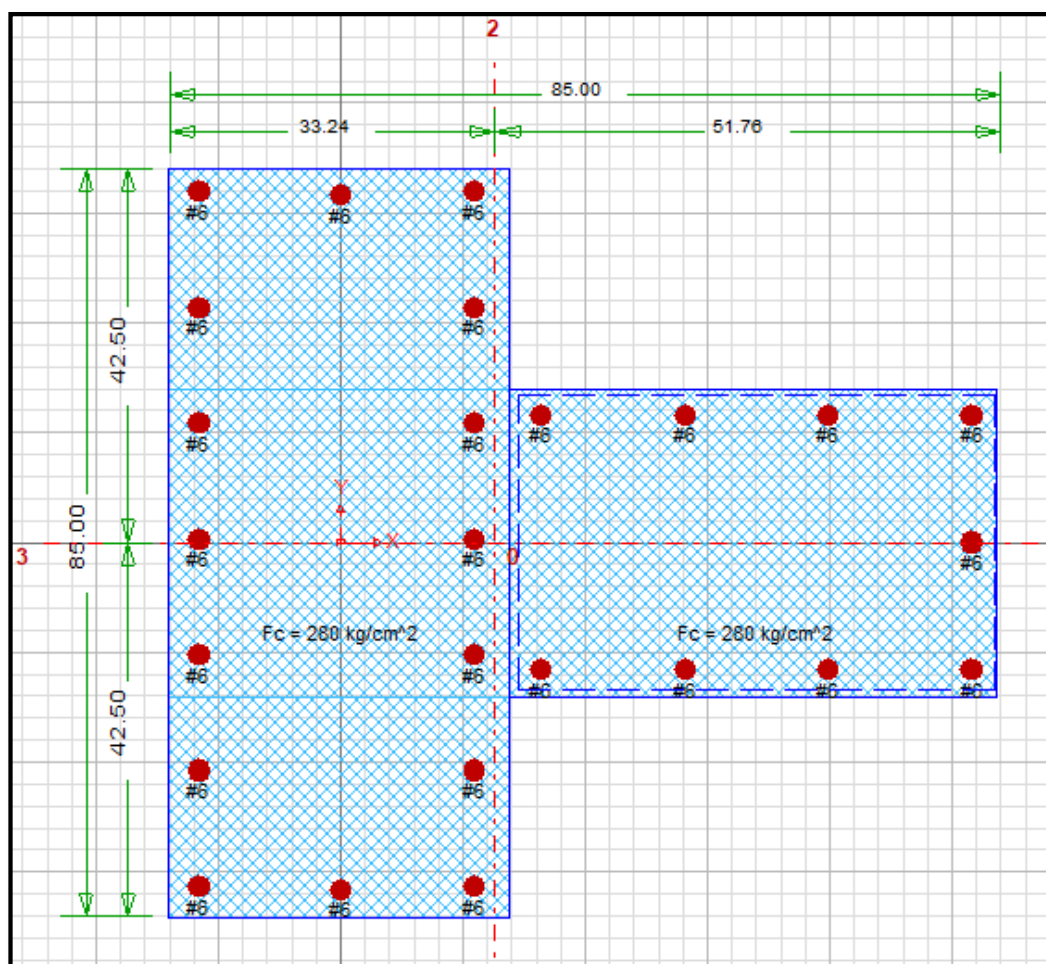


Fig. 8-13 Distribución de acero longitudinal. (Fuente: Elaboración propia en CSI CSI

)

En la Fig. 8-14 se observa el diagrama de interacción de la sección transversal que se muestra en la Fig. 8-13. Este diagrama de interacción corresponde al eje Y de la sección transversal. Asimismo, se visualiza las combinaciones de carga debido a fuerzas de gravedad y sísmica en X “DINXX”.

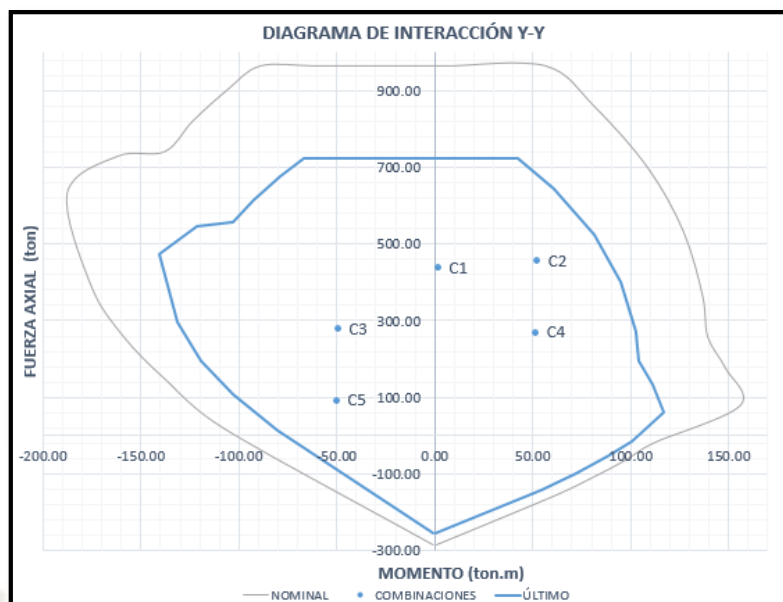


Fig. 8-14 Diagrama de interacción de la columna del eje Y.
(Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 8-15 se visualiza el diagrama de interacción que corresponde al eje X de la sección transversal. Asimismo, se visualiza las combinaciones de carga debido a fuerzas de gravedad y sísmica en Y “DINYY”.

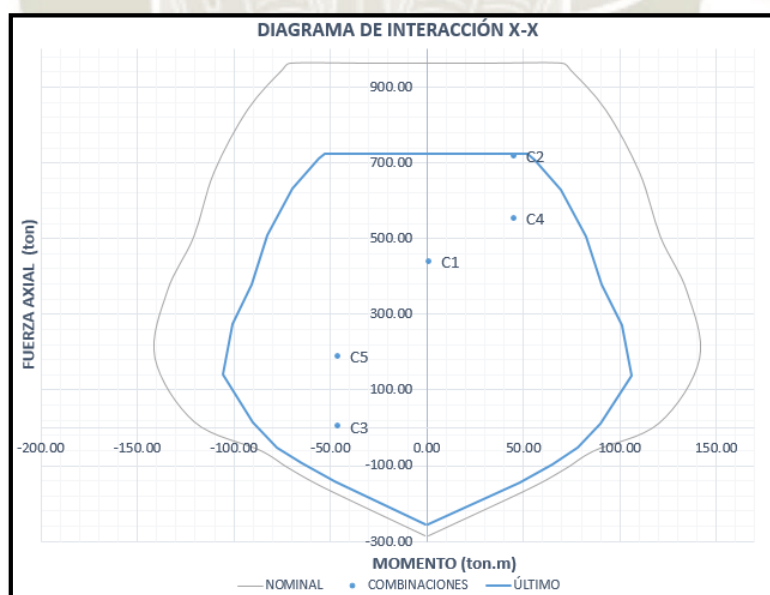


Fig. 8-15 Diagrama de interacción de la columna del eje X.
(Fuente: Elaboración propia)

De la Fig. 8-14 y Fig. 8-15 se puede concluir lo siguiente:

- Para las combinaciones de carga sísmica en X “DINXX” el acero de refuerzo propuesto presenta holgura. Sin embargo, no se podría disminuir puesto que esta configuración resiste adecuadamente las combinaciones de carga sísmica en Y “DINY Y”.
- La columna analizada perteneciente al sistema estructural de pórticos arriostrados, está directamente conectada a los arriostres, es por ello que las combinaciones 2 y 4 (C2 y C4) predomina la fuerza axial y no el momento flector.

La armadura de acero longitudinal seleccionada para esta columna es mayor que la necesaria, por ende, se dice que la columna tiene sobrerresistencia en flexión. Se debe realizar el diseño de corte por capacidad evitando la falla frágil e induciendo una falla dúctil.

Las columnas que están presentes en ambas estructuras debido a su forma geométrica y su largo, se colocará doble estribo de 3/8” a fin de confinar los aceros longitudinales. Es por ello que el área de acero provisto por los estribos es de 2.84 cm².

En la Tabla 8-8 se visualiza el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Los valores de Pu y Mn se obtienen directamente de los diagramas de interacción (Fig. 8-14 y Fig. 8-15).

Tabla 8-8
Cálculo de espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento

Combinaciones	Pu (tonf)	Mn (tonf.m)	Mpr (tonf.m)	Vpr (tonf)	Vc (tonf)	Vs (tonf)	S (cm)
1.25(CM+CV)+DINXX	455.92	130	162.5	60.75	23.59	47.88	18.93
1.25(CM+CV)-DINXX	278.36	160	200	74.77	23.59	64.37	14.08
0.9CM+DINXX	270.87	140	175	65.42	23.59	53.37	16.98
0.9CM-DINXX	93.31	125	156.25	58.41	23.59	45.13	20.09
1.25(CM+CV)+DINY Y	716.39	110	137.5	51.40	23.59	36.88	24.58
1.25(CM+CV)-DINY Y	2.12	120	150	56.07	23.59	42.37	21.39
0.9CM+DINY Y	551.35	120	150	56.07	23.59	42.37	21.39
0.9CM-DINY Y	187.17	140	175	65.42	23.59	53.37	16.99

Fuente: Elaboración propia

El espaciamiento So no debe exceder el menor de:

- $6(.75 \times 2.54) = 11.43$ cm;
- $(35/3) = 11.67$ cm;
- 10 cm; y
- Espaciamiento mínimo del diseño por capacidad = 14.08 cm.

La longitud L_o (Zona de confinamiento) no debe ser menor que el mayor entre

- $535/6 = 89.17$ cm;
- 85 cm; y
- 50 cm.

Los estribos cerrados de confinamiento de $3/8"$ para las columnas presentarán la siguiente configuración: 1@5 cm, 9@10cm y resto a 20 cm.

8.5. Diseño de muro estructural

Este tipo de elemento se diseña para resistir esfuerzos combinados axiales, cortantes y de momentos flectores. Los muros estructurales de esta investigación son muros esbeltos por la altura y longitud que presentan. Debido a eso, estos muros estructurales presentan gran demanda de acero vertical para resistir esfuerzos de flexión y acero horizontal para resistir esfuerzos de cortante.

8.5.1. Diseño por flexo-compresión

Al igual que el diseño de columnas, se debe realizar el diagrama de interacción (P_u , M_u), evaluando diferentes configuraciones del acero vertical hasta que cumplan con las combinaciones de carga. Los muros estructurales presentan núcleos confinados en los extremos para resistir los momentos flectores.

8.5.2. Diseño por cortante

El diseño por cortante en muros estructurales, al igual que en vigas y columnas, se basa en el diseño por capacidad, haciendo prevalecer la resistencia por cortante sobre la resistencia por flexión.

La norma peruana E060 indica que en las zonas donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical, la resistencia por cortante (V_u) debe ajustarse a la capacidad de flexión del muro estructural y está regido por la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

M_{ua} y V_{ua} es el momento flector último y fuerza cortante última, respectivamente, obtenidos de las combinaciones de carga del análisis estructural; M_n es el momento flector resistente obtenido del diagrama de interacción; y V_u es la fuerza cortante última de diseño.

El cociente M_n/M_u no debe exceder el coeficiente de reducción (R) utilizado en el espectro de diseño, en caso excede se debe tomar el valor de (R); Tener un factor mayor al coeficiente de reducción (R) no tiene sentido pues no existe, para un análisis elástico, una fuerza mayor a la obtenida sin considerar reducción por ductilidad. (RNE, E.060, 2009)

La norma indica como cuantía mínima para refuerzo vertical y horizontal igual a 0.0025.

8.5.3. Ejemplo de diseño

El muro estructural que se tomará de ejemplo de diseño es el muro que está en el eje A y eje 3 en la edificación de muros estructurales. Para el diseño del muro se tomará las fuerzas y momentos en la parte inferior del muro por ser mayores que en la parte superior.

La Tabla 8-9 detalla la magnitud de las combinaciones de fuerza axial, momento flector y fuerza cortante en ambos sentidos debido a la fuerza sísmica en X “DINXX” y fuerzas de gravedad.

Tabla 8-9

Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica X “DINXX”

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu2 (tonf.m)	Mu3 (tonf.m)	Vu2 (tonf)	Vu3 (tonf)
1.4CM+1.7CV	548.81	2.36	0	0	1.11
1.25(CM+CV)+DINXX	352.64	206.207	46.973	8.34	39.58
1.25(CM+CV)-DINXX	568.07	-202.259	-46.973	-8.34	-37.72
0.9CM+DINXX	124.1	205.2	46.973	8.34	39.12
0.9CM-DINXX	339.523	-203.266	-46.973	-8.34	-38.18

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 8-10 detalla la magnitud de las combinaciones de fuerza axial, momento flector y fuerza cortante en ambos sentidos debido a la fuerza sísmica en Y “DINY Y” y fuerzas de gravedad.

Tabla 8-10

Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica Y “DINY Y”

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu2 (tonf.m)	Mu3 (tonf.m)	Vu2 (tonf)	Vu3 (tonf)
1.4CM+1.7CV	548.81	2.36	0	0	1.11
1.25(CM+CV)+DINY Y	460.35	1.974	-387.09	-64.47	0.93
1.25(CM+CV)-DINY Y	460.35	1.974	387.09	64.47	0.93
0.9CM+DINY Y	231.81	0.967	-387.09	-64.47	0.47
0.9CM-DINY Y	231.81	0.967	387.09	64.47	0.47

Fuente: Elaboración propia

En la Fig. 8-16 se aprecia la distribución de acero longitudinal en la sección transversal del muro estructural. La barra corrugada #6 es de 3/4" y #3 es de 3/8". Presenta 4 núcleos confinados y cada uno con 8 barras de 3/4".

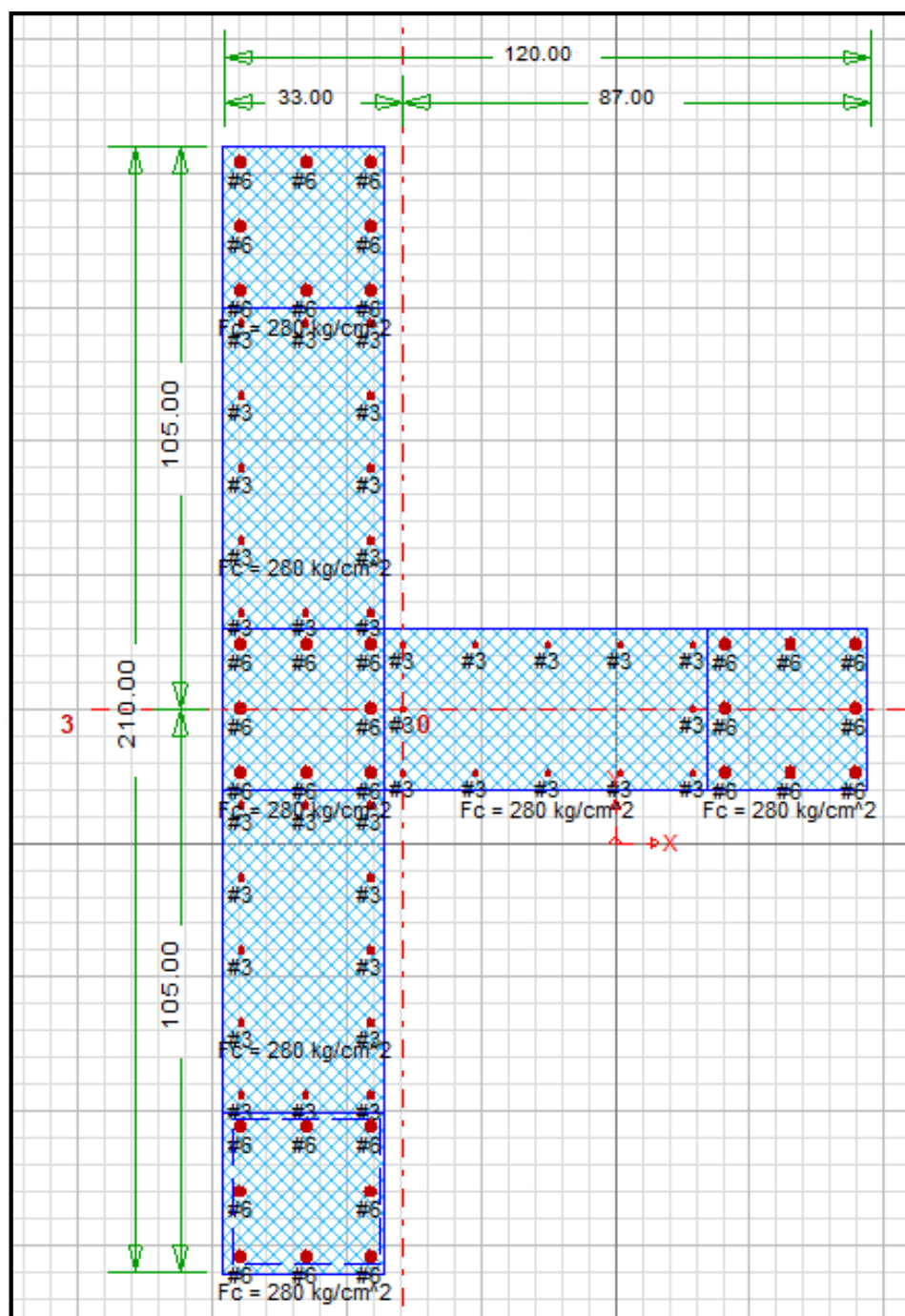


Fig. 8-16 Distribución de acero longitudinal. (Fuente: Elaboración propia en CSI COLUMN 9.0.1)

En la Fig. 8-17 se observa el diagrama de interacción corresponde al eje Y de la sección transversal. Asimismo, se visualiza las combinaciones de carga debido a fuerzas de gravedad y sísmica en X “DINXX”.

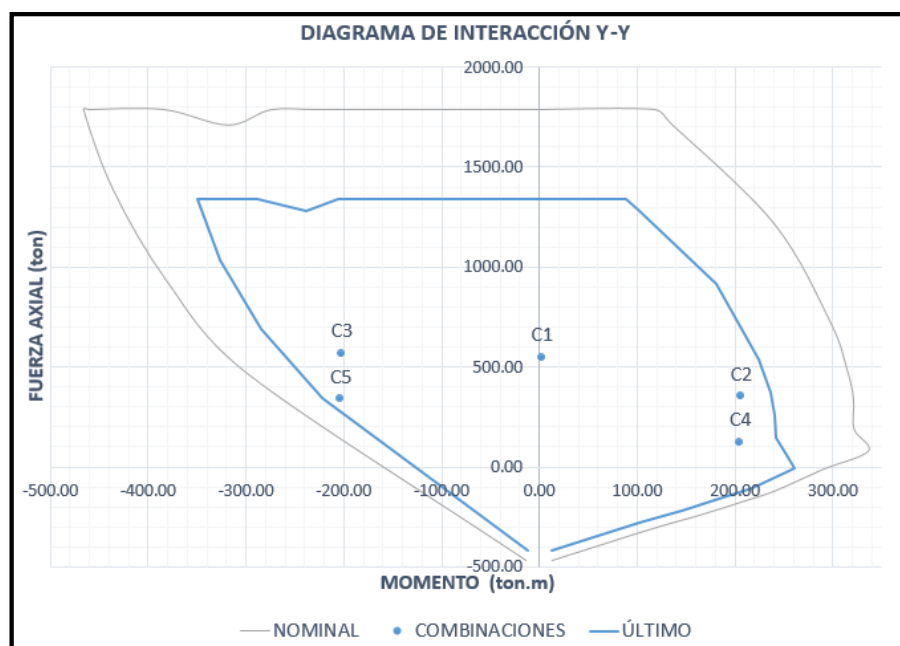


Fig. 8-17 Diagrama de interacción del muro estructural del eje Y.

(Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 8-18 se observa el diagrama de interacción corresponde al eje X de la sección transversal. Asimismo, se visualiza las combinaciones de carga debido a fuerzas de gravedad y sísmica en Y “DINY Y”.

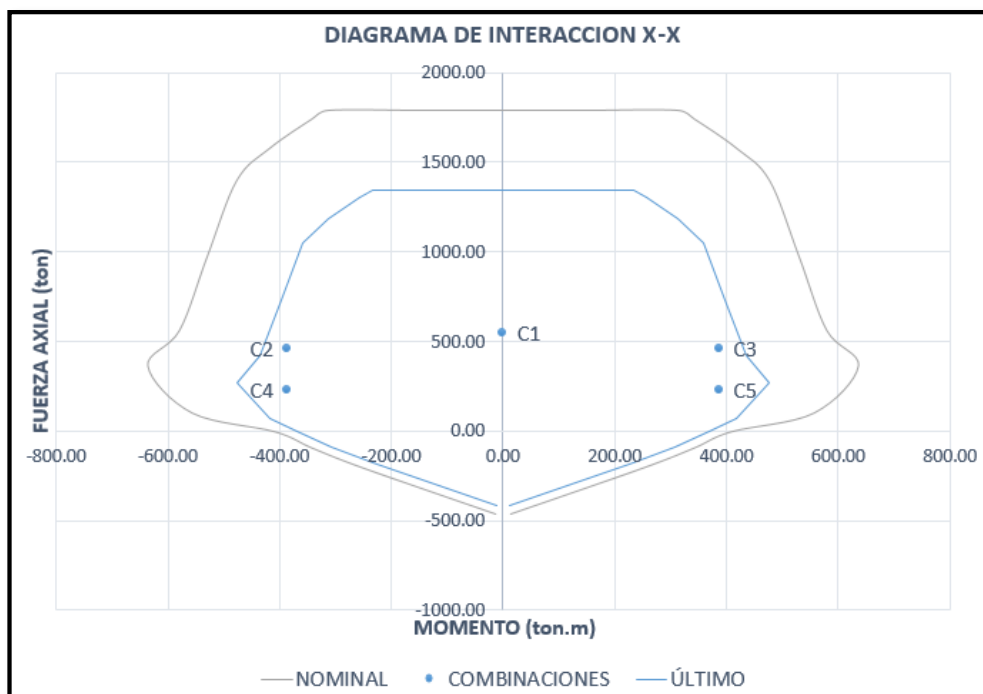


Fig. 8-18 Diagrama de interacción del muro estructural del eje X.

(Fuente: Elaboración propia)

El diseño por cortante debe realizarse por ambos sentidos del muro estructural. Primeramente, se analizará la combinación C2, que es la fuerza sísmica “DINXX”. De la Fig. 8-17, se puede observar que la combinación C2 presenta el máximo momento flector, si proyectamos esta combinación en la curva del momento resistente nominal se obtendría el valor de 350 tonf.m.

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{350}{206.21} \right)$$

$$V_u = 39.58(1.697) = 67.167 \text{ ton}$$

$$V_c = \frac{0.53(30)(84)\sqrt{280}}{1000} = 22.35 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{67.167}{0.85} - 22.35 = 56.67 \text{ ton}$$

$$S = \frac{\#hiladas \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{2(1.27)(4200)(84)}{56\,670} = 14.81 \text{ cm}$$

$$\rho_{min} = 0.0025$$

En la Tabla 8-11, se resume el cálculo de espaciamiento para la combinación C2 y C3, debido a la fuerza sísmica en X y fuerza sísmica en Y, respectivamente. El espaciamiento menor prevalecerá en ambas direcciones. El espaciamiento fue calculado con barras de 1/2" ($A_s = 2.54 \text{ cm}^2$).

Tabla 8-11
Cálculo de espaciamiento en dirección X y Y

Combinación	Mn (tonf)	Mua (tonf.m)	Vua (tonf)	Vu (tonf)	Vc (tonf)	Vs (tonf)	S (cm)
1.25(CM+CV)+DINXX	350	206.21	39.58	67.167	22.35	56.67	14.81
1.25(CM+CV)-DINYY	600	387.09	64.47	99.93	39.11	78.45	18.99

Fuente: Elaboración propia

La distribución de acero de refuerzo horizontal de 1/2" tiene espaciamiento de 12.5 cm, presentando 0.00677 como cuantía, superando a la cuantía mínima (0.0025). En la Fig. 8-19 se observa la distribución del acero vertical y horizontal del muro estructural diseñado.

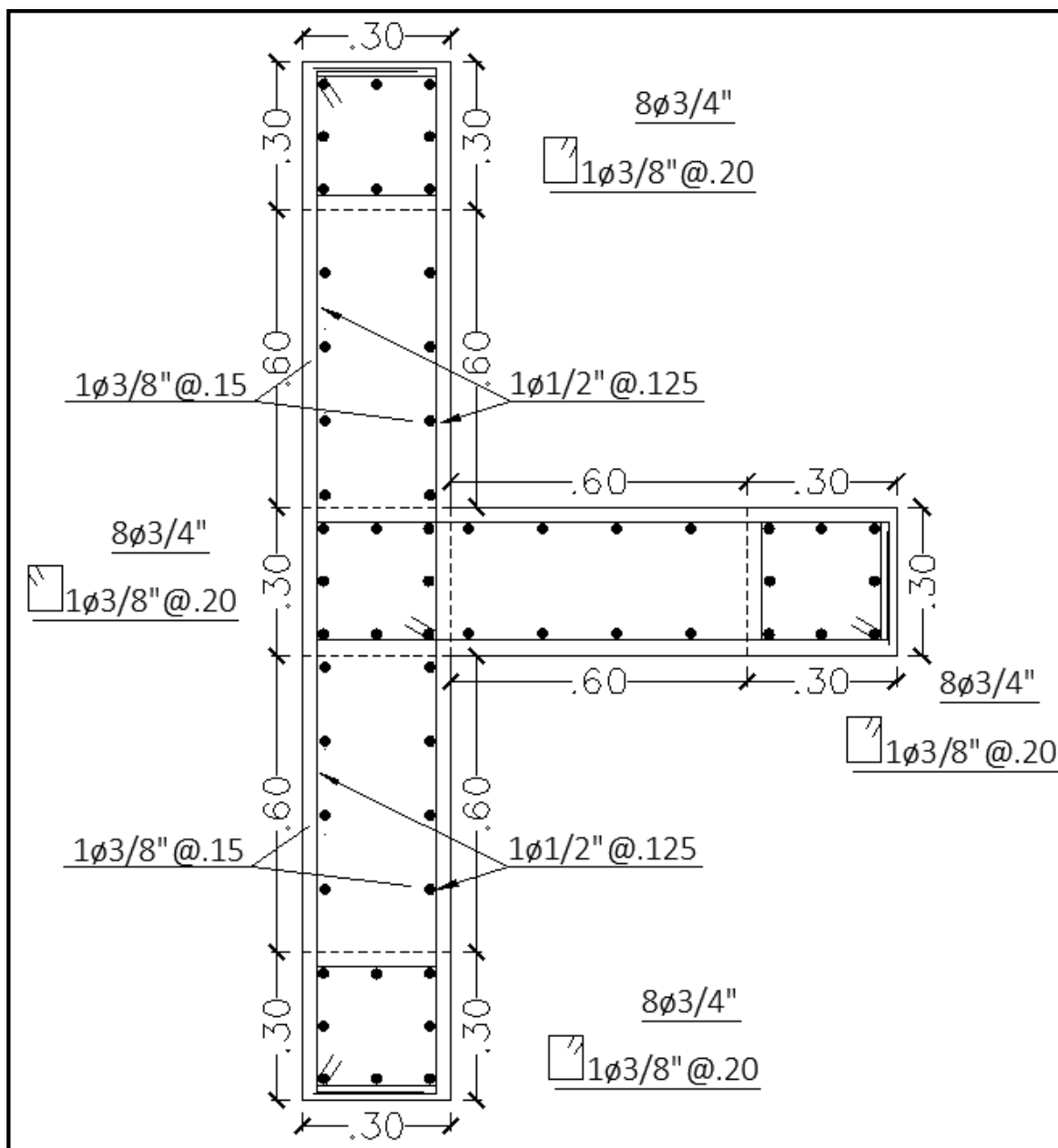


Fig. 8-19 Diseño de muro estructural M3 primer nivel. (Fuente: Elaboración propia)

8.6. Diseño de cimentación

El sistema de cimentación para ambos sistemas estructurales está compuesto de zapatas unidas mediante vigas de cimentación. El objetivo principal de este sistema, es impedir el desplazamiento relativo lateral de las zapatas, generando un diafragma rígido y rigidizar la cimentación, controlando asentamientos relativos entre zapatas.

Para el desarrollo de esta investigación, se utilizará el método flexible aproximado para el análisis y diseño del sistema de cimentación. Esta metodología supone que el suelo es

equivalente a un número infinito de resortes elásticos, a la constante elástica de estos resortes supuestos se le refiere como coeficiente de reacción de la subrasante o módulo de winkler, k_s (Das, 2009)

El estudio de mecánica de suelos indica que la capacidad portante admisible es de 4.62 kgf/cm² (453 kpa). Sin embargo, el programa SAFE 12.3.1, con el que se modelará la cimentación de ambos sistemas estructurales, solamente precisa del módulo de winkler o balasto. Es por ello, que se debe utilizar la siguiente expresión para obtener el módulo de winkler a partir de la capacidad admisible.

$$k_s = 40 (FS) q_a$$

$$k_s = 40 (3) 453 \approx 54\,360 \text{ kN/m}^3$$

$$k_s = 54\,360 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \approx 5.543 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

De la siguiente expresión; k_s es el módulo de winkler o balasto; FS es el factor de seguridad igual a 3; y q_a es la capacidad portante admisible del suelo. (Bowles, 1997)

Se concluye que el módulo de winkler es 5.543 kgf/cm³, la capacidad portante admisible es de 4.62 kgf/cm², estos valores deben ser tomados en cuenta para el análisis y diseño de cimentaciones. Asimismo, la profundidad de desplante (D_f) es de 2.4m.

8.7. Diseño de zapatas

Para el dimensionamiento de la zapata, la resistencia o capacidad admisible del suelo debe ser mayor que la presión ejercida por las cargas de servicio. Es por ello que, se debe hallar el área necesaria para distribuir las cargas de servicio provenientes de los elementos verticales. A mayor área la presión ejercida en el suelo será menor. En la siguiente expresión, A_z es el área de la zapata; P_{ser} es la sumatoria de las fuerzas de servicio de gravedad y sísmicas.

$$A_z = \frac{P_{ser}}{q_a}$$

Para obtener las fuerzas sísmicas de servicio, se debe multiplicar las fuerzas sísmicas por 0.8, pues estas ya se encuentran amplificadas por 1.25 (RNE, E.030, 2018). Asimismo, se amplifica la capacidad portante admisible en 30% cuando se trata de fuerzas sísmicas. (RNE, E.060, 2009).

La siguiente expresión es utilizada para obtener la presión máxima y mínima que se ejerce sobre el suelo cuando e (excentricidad) es menor a la relación de B entre 6.

$$q_{x,y} = \frac{Q}{A_z} \pm \frac{6M}{LB^2}$$

Donde Q es igual a la sumatoria de fuerzas y M es la sumatoria de momento flector que recibe la zapata.

La siguiente expresión es utilizada para obtener la presión que se ejerce sobre el suelo cuando e (excentricidad) es mayor a la relación de B entre 6, no existe contacto total de la zapata y el suelo.

$$q_{x,y} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)}$$

En la Fig. 8-20 Distribución de presiones en el suelo se aprecia la distribución de presión en el suelo para los dos casos.

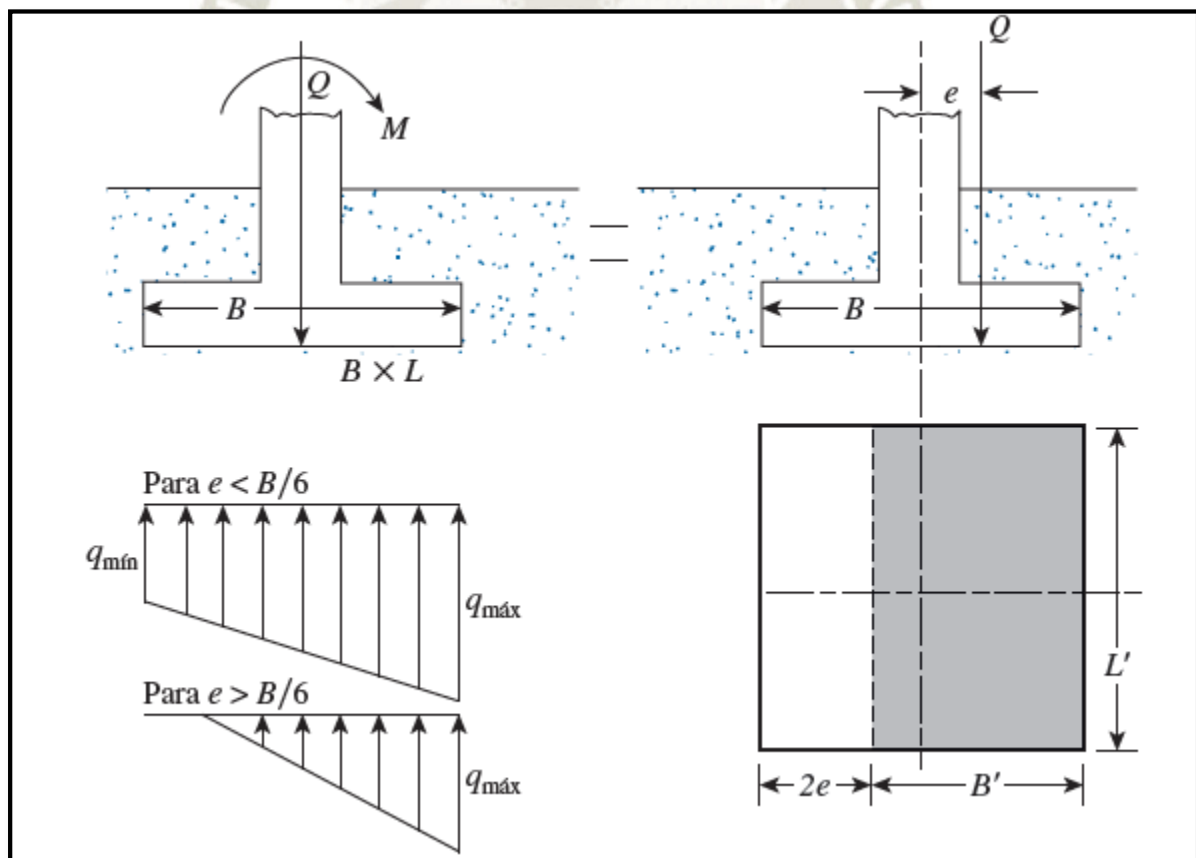


Fig. 8-20 Distribución de presiones en el suelo (Das, 2009)

8.7.1. Diseño por cortante

Existe dos tipos de diseño por cortante en las zapas, corte por punzonamiento y corte por flexión. La resistencia al cortante esta impuesta solamente por el concreto, puesto que no presenta estribos de refuerzo. La siguiente expresión debe ser tanto para el diseño por corte por punzonamiento y por flexión.

$$Vu \leq \phi Vc$$

En la Fig. 8-21, se visualiza como la fuerza genera la falla por cortante. Asimismo, se muestra el área delimitada por los puntos abcd (A_o) que será utilizada en el diseño de corte por punzonamiento; y el área delimitada por puntos efgh (A_f) es el área de corte por flexión.

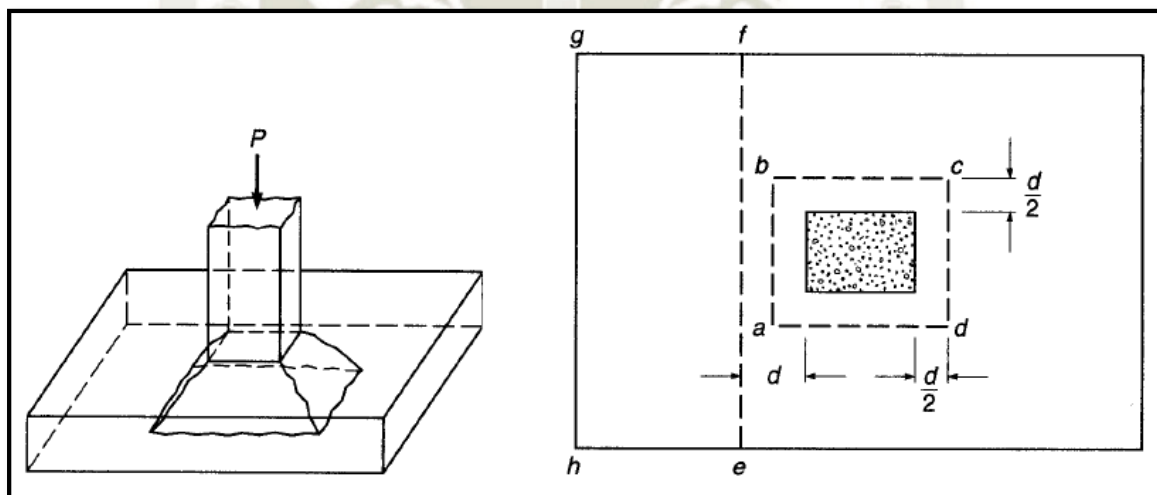


Fig. 8-21 Área de corte por punzonamiento y por flexión
(Nilson, Darwin, & Dolan, 2010)

Para el corte por punzonamiento se utiliza la siguiente expresión para obtener la cortante última:

$$Vu = q_{x,y} * (A_{total\ de\ zapata} - A_o)$$

Para la resistencia de corte del concreto se halla con las siguientes expresiones y se utiliza la que presenta el menor valor:

$$V_{c1} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c2} = 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c3} = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

- β : Relación de longitud de lado largo y longitud de lado corto
- b_o : Perímetro de la sección crítica
- α_s : 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina
- d : Peralte efectivo

En la Fig. 8-22 se visualiza el método para determinar el área crítica para columnas que son compuestas o no son rectangulares.

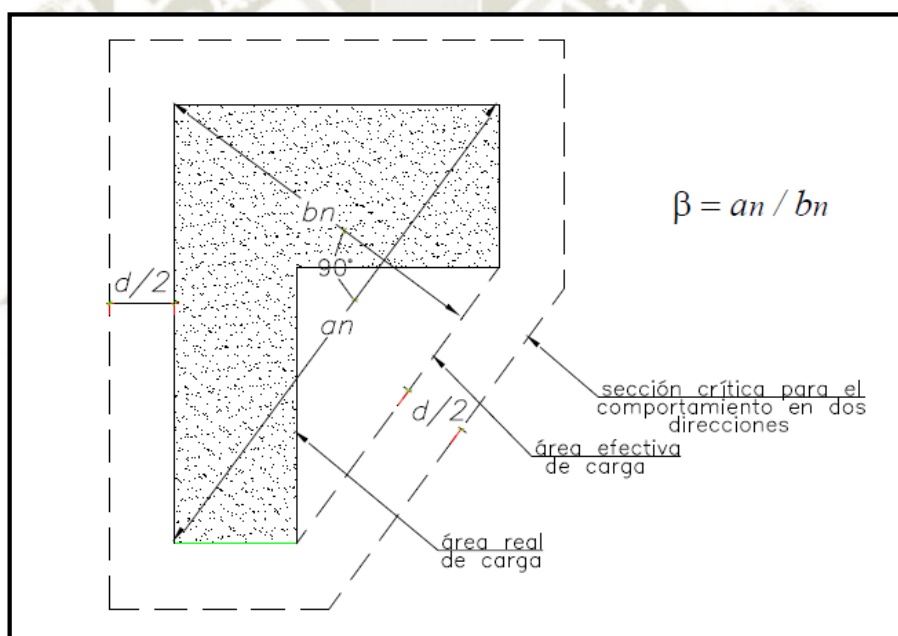


Fig. 8-22 Valores de β en un área cargada no rectangular. (RNE, E.060, 2009)

La cortante por flexión se obtiene de la siguiente expresión:

$$Vu = q_{x,y} * A_f$$

Donde A_f es el área que se delimita por efgh en la Fig. 8-21.

8.7.2. Diseño por flexión

La zapata que presenta esfuerzos de flexión se debe analizar y diseñar como si fuese una viga empotrada en volado. En zapatas aisladas se coloca el acero de refuerzo en la parte inferior,

pues esta zona presenta esfuerzos de tracción y la superior tiene esfuerzos de compresión. La siguiente expresión permite obtener el momento flector último:

$$Mu = \frac{(q_{x,y})(B)(x^2)}{2}$$

Donde Mu es el momento flector último, B es el ancho de la zapata que será analizada y generalmente es un metro, y x es el largo de la zapata a analizar. El cálculo de la cuantía de acero se obtiene con las fórmulas utilizadas para el diseño de flexión de vigas, en el acápite 8.3.1. Para zapatas, la cuantía mínima de acero de refuerzo es 0.0018.

8.7.3. Ejemplo de diseño

Se diseñará la zapata de la columna situada en la intersección del eje A y eje 3 del sistema estructural de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. Esta zapata pertenece al pórtico arriostrado, y presenta fuerzas de gravedad y fuerza sísmica.

La Tabla 8-9 detalla la magnitud de fuerzas axiales, momento flector de servicio en ambos sentidos debido a la fuerza sísmica en X “DINXX”, Y “DINY” y fuerzas de gravedad. Asimismo, las fuerzas sísmicas fueron afectadas por 0.8.

Tabla 8-12
Cargas de servicio de gravedad y sísmica

Carga	Fuerza axial (tonf)	Momento X-X (tonf.m)	Momento Y-Y (tonf.m)
Carga muerta	208.802	0.771	0.036
Carga viva	94.117	0.356	0.023
C. sismo X (DINXX)	77.535	41.06	3.472
C. sismo Y (DINY)	348.26	0.674	36.47

Fuente: Elaboración propia

Inicialmente se pre-dimensiona el área de la zapata utilizando cargas de servicio de gravedad.

$$A_z = \frac{P_{ser}}{q_a}$$

$$A_z = \frac{1.1(208.05 + 94.117)}{46.2} = 7.374 \text{ m}^2$$

Se considera la longitud de 2.7 m de ancho y 3.4 m de largo, estas dimensiones iniciales serán para calcular la fuerza del peso propio de la zapata e incluirla en la sumatoria de fuerzas Q. Asimismo, se procede a analizar las dimensiones preliminares por cargas de servicio por

gravedad y sísmicas. En el pre-dimensionamiento por carga sísmica, por ser temporal, se incrementa en 30% la capacidad admisible del suelo.

$$q_{din} = 1.3q_a$$

$$q_{din} = 1.3(4.62) = 6.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se procede a tomar en cuenta el peso propio y la fuerza sísmica para calcular las presiones en los extremos:

$$q_x = \frac{Q}{A_z} \pm \frac{6M}{LB^2}$$

$$P_{prop} = 2.7 * 3.4 * 1 * 2.4 = 22.03$$

$$q_x = \frac{(208.802 + 94.117 + 77.535 + 22.03)}{2.7 * 3.4} \pm \frac{6(0.771 + 0.356 + 41.06)}{3.4 * 2.7^2}$$

$$q_{xmax} = 54.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 5.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{xmin} = 33.63 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 3.363 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_y = \frac{(208.802 + 94.117 + 348.26 + 22.03)}{2.7 * 3.4} \pm \frac{6(0.036 + 0.023 + 36.47)}{2.7 * 3.4^2}$$

$$q_{ymax} = 82.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 8.218 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{ymin} = 64.49 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 6.449 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tanto la presión máxima y mínima en el eje Y, superan la capacidad admisible dinámica, por lo que se procede a incrementar la geometría de la zapata.

$$q_{din} < q_{ymax}, q_{ymin}$$

En el segundo pre-dimensionamiento, se considera la longitud de 2.95 m de ancho y 4.1 m de largo y se procede a hallar la distribución de presiones en ambos sentidos.

$$P_{prop} = 2.95 * 4.1 * 1 * 2.4 = 29.03$$

$$q_x = \frac{(208.802 + 94.117 + 77.535 + 29.03)}{2.95 * 4.1} \pm \frac{6(0.77 + 0.356 + 41.06)}{4.1 * 2.95^2}$$

$$q_{xmax} = 40.94 \frac{ton}{m^2} = 4.094 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{xmin} = 26.75 \frac{ton}{m^2} = 2.675 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_y = \frac{(208.802 + 94.117 + 348.26 + 29.03)}{2.95 * 4.1} \pm \frac{6(0.036 + 0.023 + 36.47)}{2.95 * 4.1^2}$$

$$q_{ymax} = 59.95 \frac{ton}{m^2} = 5.995 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{ymin} = 51.82 \frac{ton}{m^2} = 5.182 \frac{kg}{cm^2}$$

Tanto la presión máxima y mínima en ambos ejes son inferiores que la capacidad admisible dinámica, evitando así asentamientos mayores que los permitidos en el terreno.

$$q_{din} > q_{x,ymax}, q_{x,ymin}$$

El análisis previo también fue verificado en el modelo de la cimentación que se realizó en el programa SAFE 12.3.1, obteniendo resultados muy similares. En la Fig. 8-23 se visualiza la distribución de presiones considerando cargas de servicio de gravedad y sísmica. La presión máxima es de 6.01 kgf/cm².

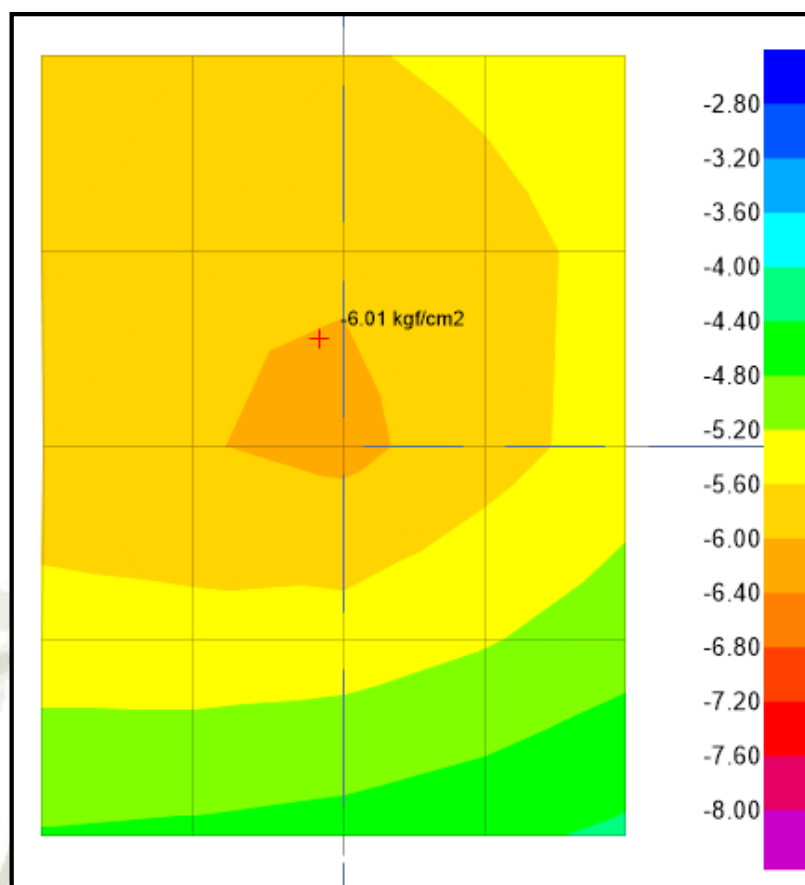


Fig. 8-23 Distribución de presiones de cargas (kgf/cm²). (Fuente: Elaboración propia en SAFE 12.3.1)

A continuación, se diseñará la zapata por esfuerzos de corte. En la Fig. 8-24 se observa el área crítica para cortante por punzonamiento y por flexión.

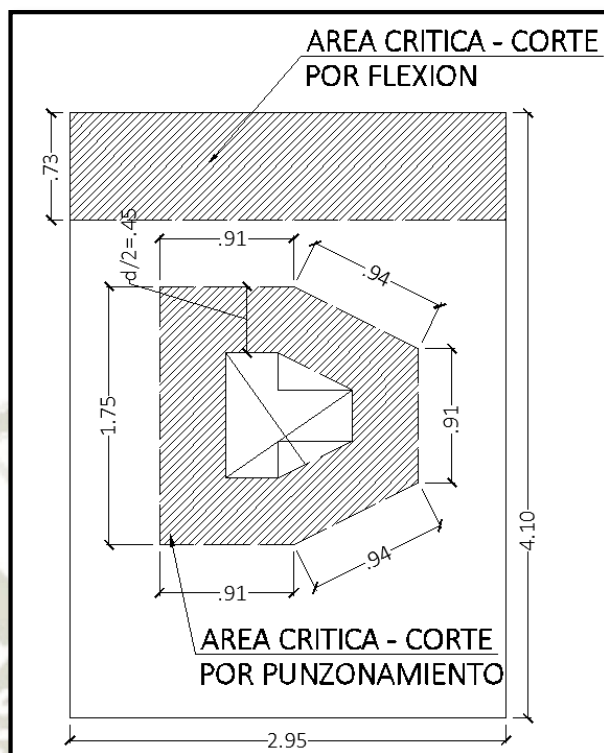


Fig. 8-24 Área crítica para diseño por cortante. (Fuente: Elaboración propia)

Primero se hallará la resistencia del concreto a esfuerzos de corte.

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c1} = \frac{0.53 * \left(1 + \frac{2 * 94}{104}\right) * \sqrt{280} * 620 * 90}{1000} = 1389.44 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c2} = \frac{0.27 * \left(\frac{30 * 90}{620} + 2\right) * \sqrt{280} * 620 * 90}{1000} = 1602.07 \text{ ton}$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c3} = \frac{1.06 * \sqrt{280} * 620 * 90}{1000} = 989.74 \text{ ton}$$

El concreto presenta 989.74 tonf como resistencia al cortante y el valor de ϕV_c es 841.28 tonf.

En la Tabla 8-13 se resume los valores de fuerza axial última, momento última,

excentricidad, presión máxima y mínima, y fuerza cortante última. Se utilizarán las siguientes formulas:

$$q_{max,min} = \frac{P}{A} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$V_{umax} = q_{max} * (A_{total} - A_o)$$

Tabla 8-13

Combinaciones de carga última para zapata

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu (tonf.m)	e (m)	qumáx (tonf/m ²)	qumín (tonf/m ²)	Vumáx (tonf)
1.4CM+1.7CV	492.96	1.68	0.0034	41.04	40.47	385.2
1.25(CM+CV)+DINXX	511.85	52.74	0.1030	51.19	33.45	480.4
0.9CM+DINXX	310.97	52.02	0.1673	34.46	16.96	325.5
1.25(CM+CV)+DINYY	850.26	45.66	0.0537	75.82	64.77	711.6
0.9CM+DINYY	649.37	45.62	0.0703	59.21	48.17	555.7

Fuente: Elaboración propia

$$V_{umax} = 75.82 * (12.095 - 2.71) = 711.6 \text{ ton}$$

$$V_{umax} = 711.6 \text{ ton}$$

$$V_{umax} \leq \phi V_c$$

$$711.6 \text{ ton} \leq 841.28 \text{ ton}$$

A continuación, se hará el análisis de cortante por flexión.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 90 = 79.82 \text{ ton}$$

$$V_{umax} = q_{max} * x * B$$

$$V_{umax} = 75.82 * .73 * 1.0 = 55.35 \text{ ton}$$

$$V_{umax} \leq \phi V_c$$

$$55.35 \leq 0.85 * 79.82$$

$$55.35 \text{ ton} \leq 67.85 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al cortante es mayor a la cortante última por punzonamiento y por flexión obtenida del análisis, indicando que el peralte de la zapata (1.00 m) es suficiente para resistir esfuerzos de cortante.

Para el diseño por flexión se analizará en ambas direcciones y se utilizará la siguiente expresión para el cálculo de momento.

$$Mu = \frac{(q_{max})(B)(x^2)}{2}$$

El diseño por flexión en la dirección X:

$$Mux = \frac{51.19(1)(1.06^2)}{2} = 28.76 \text{ ton.m}$$

$$Ku = \frac{28.76 \times 10^5}{(100)(90)^2} = 12.28$$

Según tablas y/o ecuaciones previas, se obtiene la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.0008$$

La cuantía hallada es menor que la cuantía mínima, por lo que se tomará el valor de la cuantía mínima 0.0018.

$$As = 0.0018(100)(90) = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\# \text{ de barras de refuerzo} = \frac{16.2}{2.84} = 6 \text{ Barras de refuerzo de } 3/4" \text{ por metro}$$

En la dirección X, la zapata presenta una longitud de 4.1 m, descontando el recubrimiento se tendría 3.96 m para la colocación del acero de refuerzo. Se tendría un total de 24 barras de refuerzo de 3/4".

El diseño por flexión en la dirección Y:

$$Muy = \frac{75.82(1)(1.62^2)}{2} = 99.49 \text{ ton.m}$$

$$Ku = \frac{99.49 \times 10^5}{(100)(90)^2} = 12.28$$

Según tablas y/o ecuaciones previas, se obtiene la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.003$$

$$As = 0.003(100)(90) = 27.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\# \text{ de barras de refuerzo} = \frac{27.0}{2.84} = 10 \text{ Barras de refuerzo de } 3/4" \text{ por metro}$$

En la dirección Y, la zapata presenta una longitud de 2.95 m, descontando el recubrimiento se tendría 2.81 m para la colocación del acero de refuerzo. Se tendría un total de 28 barras de refuerzo de 3/4".

En la Fig. 8-25 se observa la configuración de acero de refuerzo de la zapata analizada y diseñada.

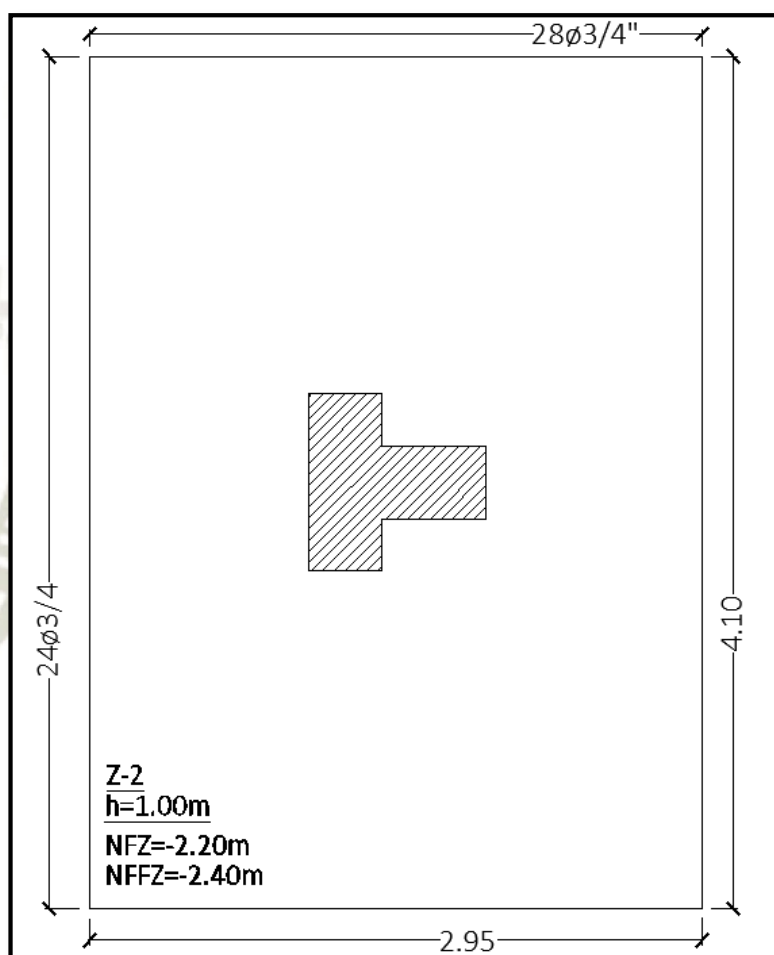


Fig. 8-25 Configuración de acero de refuerzo final. (Fuente: Elaboración propia)

9. CAPÍTULO IX: DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL

9.1. Introducción

La filosofía de diseño que se utilizará para los elementos de acero de esta investigación será el método LRFD. Para este método la resistencia de diseño deberá ser igual o mayor que la resistencia requerida obtenida de cargas factorizadas. La resistencia de diseño (ϕR_n) para cada estado límite se calculará multiplicando la resistencia nominal R_n por el factor de resistencia ϕ . La resistencia requerida o última (R_u) de la estructura y sus elementos deben ser determinadas para la adecuada combinación crítica de cargas factorizadas. El diseño LRFD debe cumplir la siguiente expresión:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Este análisis debe contemplar las siguientes combinaciones, las cuales presentan coeficientes mínimos (RNE, E.090, 2006):

- $U_1 = 1.4D$
- $U_2 = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S_n \text{ o } R)$
- $U_3 = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S_n \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- $U_4 = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S_n \text{ o } R)$
- $U_5 = 1.2D \pm 1.0EX + 0.5L + 0.2S_n$
- $U_6 = 1.2D \pm 1.0EY + 0.5L + 0.2S_n$
- $U_7 = 0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0EX)$
- $U_8 = 0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0EY)$

Donde:

- D: Carga muerta debido al peso propio de los elementos y cargas permanentes;
- L: Carga viva debida al inmobiliario y ocupantes;
- L_r : Carga viva en las azoteas;
- W: Carga de viento;
- S_n : Carga de nieve;
- E: carga de sismo de acuerdo a la norma E.030 Diseño sismorresistente; y
- R: Carga por lluvia o granizo.

En esta investigación se obviará la carga de viento, pues en la norma E030 “Diseño sismorresistente” indica que no se precisa considerar simultáneamente los efectos del sismo y viento.

9.2. Diseño de arriostres

Los arriostres estarán sometidos a cargas cíclicas axiales de compresión y tracción. Por ello el diseño debe considerar lo siguiente.

9.2.1. Relación de esbeltez límite

Según el tipo de carga axial, los elementos deben cumplir las siguientes condiciones:

- Elementos en compresión

$$\frac{KL}{r} < 200$$

- Elementos en tracción

$$\frac{l}{r} < 300$$

En la Fig. 9-1 se muestra el valor K teórico para calcular las longitudes efectivas de los elementos sometidos a compresión.

Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna





	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	 Rotación y traslación impedidos  Rotación libre y traslación impedida  Rotación impedida y traslación libre  Rotación y traslación libres					

Fig. 9-1 Longitudes efectivas de elementos a compresión. (McCormac J. C., 2002)

El factor K de longitud efectiva tomará un valor igual a 2 para los arriostres puesto que, en la conexión de arriostre y pórtico de concreto armado tiene rotación libre y traslación impedida; y en la unión de arriostre presenta rotación impedida y traslación libre.

9.2.2. Pandeo Local

Las secciones de acero se clasifican en compactas, no compactas y esbeltas. Asimismo, se toma en cuenta si el elemento es rigidizado o no rigidizado, dependiendo del tipo de soporte en el extremo del arriostre. En Tabla 9-1 se resume los tipos de secciones y el tipo de soporte.

Tabla 9-1
Clasificación de secciones según pandeo local

Tipo de secciones	Consideraciones
Secciones compactas	Las alas deben estar conectadas en forma continua al alma. $D/t < \lambda_p$
Secciones no compactas	$\lambda_p < D/t < \lambda_r$
Secciones esbeltas	$\lambda_r < D/t$
Tipo de soporte	Consideraciones
Rigidizado	Sección soportada a lo largo de dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión.
No rigidizado	Sección soportada en un solo borde paralelo a la dirección de la fuerza de compresión.

Fuente: (RNE, E.090, 2006)

Los perfiles de acero a utilizarse en el sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero de esta investigación son perfiles circulares huecos rigidizados. Para lo cual se utilizará las siguientes expresiones para obtener la compacidad de dicho elemento:

$$\lambda_p = 9\,000/F_y \text{ (Mpa)}$$

$$\lambda_r = 14\,000/F_y \text{ (Mpa)}$$

$$\lambda_p = 1\,300/F_y \text{ (Ksi)}$$

$$\lambda_r = 3\,300/F_y \text{ (Ksi)}$$

Donde:

- λ_p = Parámetro de esbeltez límite para elemento compacto; y
- λ_r = Parámetro de esbeltez límite para elemento no compacto.

9.2.3. Resistencia de diseño en compresión para pandeo por flexión

La resistencia de diseño en compresión para pandeo por flexión de los elementos estructurales se define por la siguiente expresión:

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr}$$

Para elementos que clasifiquen como compactas o no compactas, o tengan una relación ancho – espesor menor a λ_r se debe cumplir lo siguiente:

- Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

➤ Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$

Donde:

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

- F_{cr} = Esfuerzo crítico;
- A_g = área total o bruta del elemento;
- F_y = Límite de fluencia del acero;
- E_s = módulo de elasticidad del acero;
- K = factor de longitud efectiva;
- λ_c = Parámetro de esbeltez;
- L = longitud lateralmente no arriostrada; y
- r = radio de giro respecto del eje de pandeo

En la Fig. 9-2 se visualiza la clasificación del elemento a compresión según la relación de esbeltez y el factor λ_c .

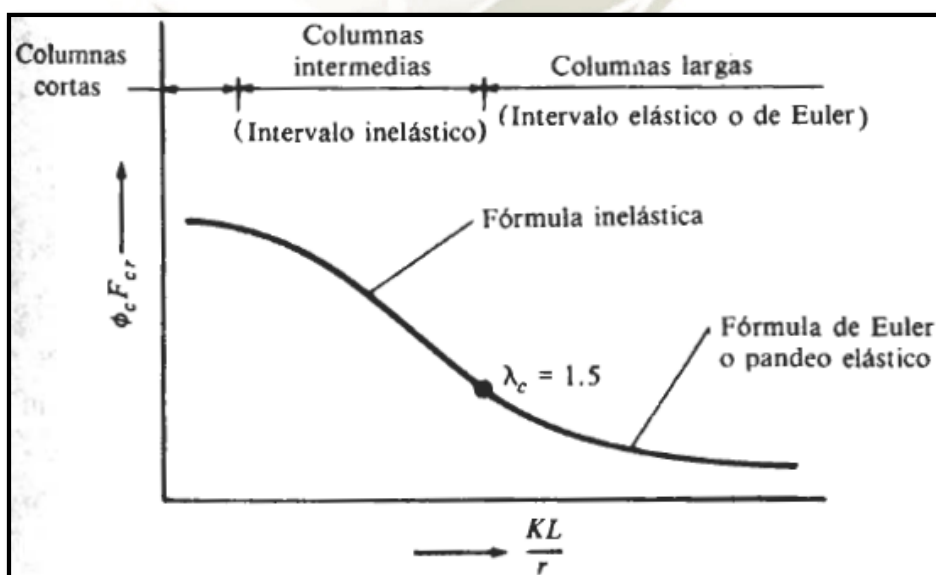


Fig. 9-2 Clasificación de elementos a compresión (McCormac J. C., 2002)

9.2.4. Resistencia de diseño en compresión para pandeo flexo-torsional

El pandeo torsional y/o el pandeo flexo-torsional pueden reducir considerablemente la capacidad de resistencia axial de los elementos, por ello se debe tomar en cuenta para el análisis y diseño de elementos comprimidos. No obstante, para los arriostres de esta investigación se omitirá un análisis para pandeo flexo-torsional, por las razones siguientes:

- El esfuerzo de torsión se presenta cuando existe una considerable fuerza perpendicular (Fuerza cortante) a la sección transversal del elemento y está no pasa por el centro de cortante⁴. El análisis realizado por ETABS 9.7.4 indica la ausencia de fuerzas cortantes en los arriostres.
- La sección trasversal circular se clasifica como sección simétrica. A diferencia de las secciones asimétricas, las secciones simétricas tienen menos posibilidad de presentar pandeo flexo-torsional. Asimismo, el momento de inercial torsional de elementos circulares es mayor.
- La falla por pandeo local es mucho más frecuente en las secciones tubulares que la falla por pandeo flexo-torsional.

9.2.5. Resistencia de diseño en tracción

Los elementos de arriostre cuando estén sometidos a tracción, no se presentará otro tipo de esfuerzo, estarán sometidos a tracción pura. Para el diseño por tracción se debe considerar el menor valor de las siguientes expresiones y casos:

- Para el límite de fluencia en la sección bruta (Previene alargamiento excesivo): fluencia en el área total: $\phi_t = 0.90$

$$P_n = F_y A_g$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g$$

- Rotura o fractura en el área neta (Soldadura, tornillos o remaches): $\phi_t = 0.75$

$$P_n = F_u A_e$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e$$

Donde:

⁴ Centro de cortante: es aquel punto en la sección transversal de un miembro a través del cual la resultante de las cargas transversales debe pasar para que no ocurra torsión. (McCormac J. C., 2002)

- A_e = área neta;
- A_g = área total o bruta del elemento;
- F_y = límite de fluencia del acero; y
- F_u = esfuerzo mínimo de ruptura en tensión.

Para el cálculo de resistencia a la tracción en las zonas de conexión, se debe considerar el área neta efectiva y no solamente el área neta. Sin embargo, el área neta efectiva difiere del área neta en el caso de perfiles tipo ángulo o elementos que no presentan simetría de distribución de tornillos o soldadura. En estos casos, la distribución de esfuerzos tensión no es uniforme porque se da el fenómeno de retraso de cortante⁵.

En la Fig. 9-3 se visualiza el fenómeno de retraso de cortante en una sección tipo I.

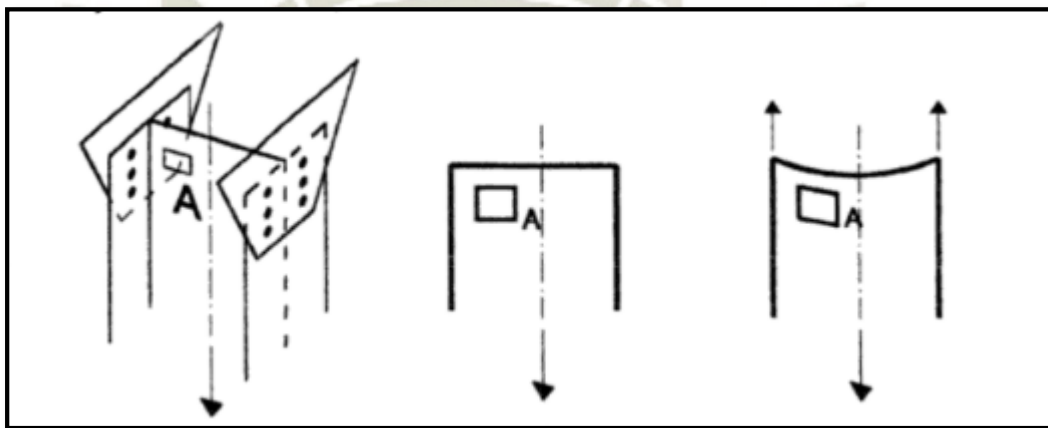


Fig. 9-3 Deformación no uniforme en elementos a tracción (Takeuchi, 2007)

En miembros soldado, el área neta efectiva se calcula de multiplicar el área neta con el factor U:

- Si la carga es transmitida por soldadura longitudinal en elementos que no sean placas o por soldadura longitudinal en combinación con la transversal, el área neta efectiva es igual al área neta.
- Si la carga es transmitida por soldadura transversal entre elementos, el área debe ser igual al área de los elementos directamente conectados y U es igual a 1.
- Si la carga es transmitida por soldadura longitudinal de filete en placas o barras planas, los elementos pueden fallar prematuramente por retraso del cortante, y se debe tomar los siguientes valores de U:

⁵ Retraso de cortante: Distribución no homogénea de esfuerzos cortantes e incremento de esfuerzos normales.

- Si $l \geq 2w$, $U=1$;
- Si $2w > l \geq 5w$, $U = 0.87$; y
- Si $1.5w > l \geq w$, $U = 0.75$.

Donde:

- l = longitud de la soldadura
- w = ancho del elemento

En miembros atornillados, también difiere el área neta del área neta efectiva en algunos casos. Sin embargo, en esta investigación solamente se utilizará uniones atornilladas entre placas delgadas, lo que significa mayor uniformidad de distribución de esfuerzos sin necesidad de reducción del área neta.

9.2.6. Ejemplo de diseño

El arriostre que se diseñará es el del primer nivel que se encuentra en la dirección X. Presenta longitud de 3.2 m (125.984 plg) y se iniciará el diseño con sección circular HSS10x.5.

Las características de este perfil se encuentran resumidos en la Tabla 9-2:

Tabla 9-2
Características de Perfil HSS10x0.5

Propiedades	Símbolo	Unidades	Valor
Peso por longitud	W	lbf/pie	50.78
Área bruta de sección transversal	A_g	plg ²	13.9
Diámetro externo	OD	plg	10
Espesor nominal	t_{nom}	plg	0.5
Espesor de diseño	t_{des}	plg	0.465
Momento de Inercia	I_x, I_y	plg ⁴	159
Módulo de sección plástico	Z_x, Z_y	plg ³	42.3
Módulo de sección elástico	S_x, S_y	plg ³	31.7
Radio de giro	r_x, r_y	plg	3.38
Relación diámetro espesor	D/t_{des}	-	21.51
Parámetro de esbeltez limite sección compacta	λ_p	-	36.1
Parámetro de esbeltez limite sección no compacta	λ_r	-	56
Límite de fluencia del acero (Grado 36)	f_y	ksi	36
Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión	f_u	ksi	58

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 9-3, se resume las cargas últimas del análisis estructural, correspondientes a las combinaciones de cargas propuestas en el acápite 9.1.

Tabla 9-3

Combinaciones de carga debido a cargas de gravedad y sísmica X “DINXX”

Combinaciones	Compresión Pu (Klibf)	Tracción Pu (Klibf)
C1: 1.4D	41.59	0
C2: 1.2D+1.6L+0.5Lr	35.65	0
C3: 1.2D+1.6Lr+0.5L	41.75	0
C4: 1.2D+0.5L+0.5Lr	41.75	0
C5: 1.2D±EX+0.5L+0.2S	294.25	210.76
C6: 1.2D±EY+0.5L+0.2S	71.2	12.29
C7: 0.9D±EX	279.24	225.77
C8: 0.9D±EY	56.19	2.72

Fuente: Elaboración propia

Inicialmente se comprobará la relación de esbeltez. El factor K de longitud efectiva tomará un valor igual a 2 para los arriostres, el elemento debe cumplir las siguientes condiciones:

➤ Elementos en compresión

$$\frac{2(125.984)}{3.38} < 200$$

$$75 < 200$$

➤ Elementos en tracción

$$\frac{125.984}{3.38} < 300$$

$$37.27 < 300$$

En ambos casos, se cumple los límites de relación de esbeltez. Ahora se realizará la clasificación por pandeo local. Primero se obtiene el parámetro de esbeltez límite de sección compacta:

$$\lambda_p = 1300/F_y \text{ (Ksi)}$$

$$\lambda_p = 1300/36 = 36.1$$

Para secciones compactas, el perfil debe cumplir:

$$D/t < \lambda_p$$

$$21.51 < 36.1$$

Esta sección se clasifica como compacta y con soporte rigidizado. Seguidamente se obtiene la resistencia de diseño en compresión para pandeo por flexión. Se calcula el factor λ_c para determinar si es columna corta, intermedia o larga.

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1(251.97)}{3.38\pi} \sqrt{\frac{36}{29869.55}}$$

$$\lambda_c = 0.83$$

El factor λ_c es menor a 1.5, por consiguiente se clasifica como columna intermedia, esta clasificación se encuentra en intervalo inelástico. Se procede a calcular el esfuerzo crítico o de pandeo F_{cr} inelástico.

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{0.83^2}) 36$$

$$F_{cr} = 26.98 \text{ ksi}$$

$$\phi F_{cr} = (0.85) 26.98$$

$$\phi F_{cr} = 22.93 \text{ ksi}$$

Seguidamente se halla la resistencia de diseño (ϕP_n):

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g = 22.93(13.9)$$

$$\phi P_n = 318.727 \text{ Klibf}$$

Finalmente se realiza la comparación entre resistencia última y resistencia de diseño:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$318.727 \text{ klib} > 294.25 \text{ klibf}$$

La resistencia de diseño a compresión es mayor a la resistencia última, significa que la sección resistirá los esfuerzos obtenidos en el análisis y no se presentará pandeo por flexión.

Para el diseño a tracción, inicialmente se realizará el análisis en el área total o sección bruta de la sección.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$$

$$\phi_t P_n = 0.9(36)(13.9) = 450.3 \text{ klibf}$$

Finalmente se realiza la comparación entre resistencia última y resistencia de diseño, siendo esta última mayor:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$450.36 \text{ klib} \geq 225.77 \text{ klib}$$

El diseño a tracción del elemento en las conexiones soldadas debe hallarse con el área neta efectiva. Como la longitud de la soldadura es igual al ancho del elemento, se considera U igual 0.75.

$$P_u = \phi_t F_u A_e$$

$$P_u = \phi_t F_u (A_g * U)$$

$$P_u = 0.75 * 58 * (13.3 * 0.75)$$

$$P_u = 433.9 \text{ klib}$$

Finalmente se realiza la comparación entre resistencia última y resistencia de diseño, siendo esta última mayor:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$433.9 \text{ klib} \geq 225.77 \text{ klib}$$

La resistencia de diseño a tracción es mayor a la resistencia última, tanto en el área bruta del perfil como en la zona de conexiones, significa que la sección resistirá los esfuerzos obtenidos en el análisis y no presentará falla por alargamiento excesivo ni por fractura.

9.3. Diseño de conexión soldada

La soldadura es el proceso de unir elementos metálicos mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que se unan los elementos. Los tipos de soldaduras más utilizadas son la soldadura de filete y de ranura. (McCormac J. C., 2002). Para la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero solamente se utilizará la soldadura de filete.

La soldadura de filete es más resistente a la tensión y a la compresión que a esfuerzos de corte. La falla que se genera en este tipo de soldadura, se da aproximadamente en ángulo de 45° a través de la garganta (McCormac J. C., 2002).

En la Fig. 9-4 se observa el grueso de la garganta teórica y la raíz por donde se genera la falla. El área de la garganta es igual al grueso teórico de esta por la longitud de la soldadura.

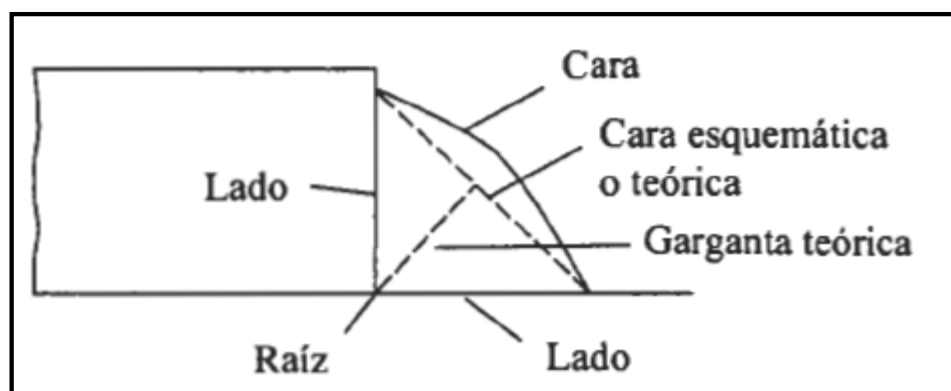


Fig. 9-4 Esquema de soldadura de filete (McCormac J. C., 2002)

El electrodo utilizado para la edificación estudiada es E60XX, significa que presenta 60 ksi como resistencia mínima a la tensión de la soldadura. Este tipo de resistencia generalmente se aplica para elementos que presentan valores de F_y entre 30 a 60 ksi. La resistencia nominal en el área efectiva de la soldadura es $0.6F_{EXX}$ y para obtener la resistencia de diseño se multiplica por ϕ (0.75) (McCormac J. C., 2002). Con las siguientes ecuaciones se obtiene la resistencia de diseño de la soldadura:

$$\text{Resistencia de diseño de soldadura} = \phi F_w$$

$$\text{Espesor de garganta efectiva} = (0.707)(\text{Tamaño de soldadura})$$

$$F_w = (R.\text{nominal de soldadura } 0.6F_{exx})(\text{Espesor de garganta efectiva})$$

Asimismo, en la Tabla 9-4 se detalla los tamaños mínimos para las soldaduras de filete según el espesor del material que va a ser unido.

Tabla 9-4

Tamaño de soldadura de filete

Espesor del material de la parte unida con mayor espesor (plg)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete (plg)
Hasta $\frac{1}{4}$	1-Ago
Mayor de $\frac{1}{4}$, hasta $\frac{1}{2}$	Mar-16
Mayor de $\frac{1}{2}$ hasta $\frac{3}{4}$	$\frac{1}{4}$
Mayor de $\frac{3}{4}$	May-16

Fuente: (McCormac J. C., 2002)

9.4. Diseño de conexión atornillada

Los pernos o tornillos son elementos utilizados en la conexión, presentan cabeza cuadrada o hexagonal, tienen vástago cilíndrico con roscado exterior y se ajustan mediante tuercas. Los grados de pernos generalmente más utilizados para la construcción son; A307, A325 y A490.

(Fratelli, 2003). Para la edificación de pórticos arriostrados, se utilizará pernos A325. Pues estos pernos son de alta resistencia y resisten cargas cíclicas. Los pernos A325 presentan las siguientes características mecánicas:

- F_v resistencia nominal al corte: 4 220.00 kgf/cm² (60 ksi)
- F_t resistencia nominal a la tracción: 6 330.00 kgf/cm² (90 ksi)

Las fallas que se pueden generar en una conexión atornillada son las siguientes (McCormac J. C., 2002), y se pueden visualizar en la Fig. 9-5:

- Falla del tornillo por cortante simple (a);
- Falla de la placa por fractura (b);
- Falla de la placa por aplastamiento (c);
- Falla de la placa por cortante detrás del perno (d); y
- Falla del tornillo por cortante doble (e).

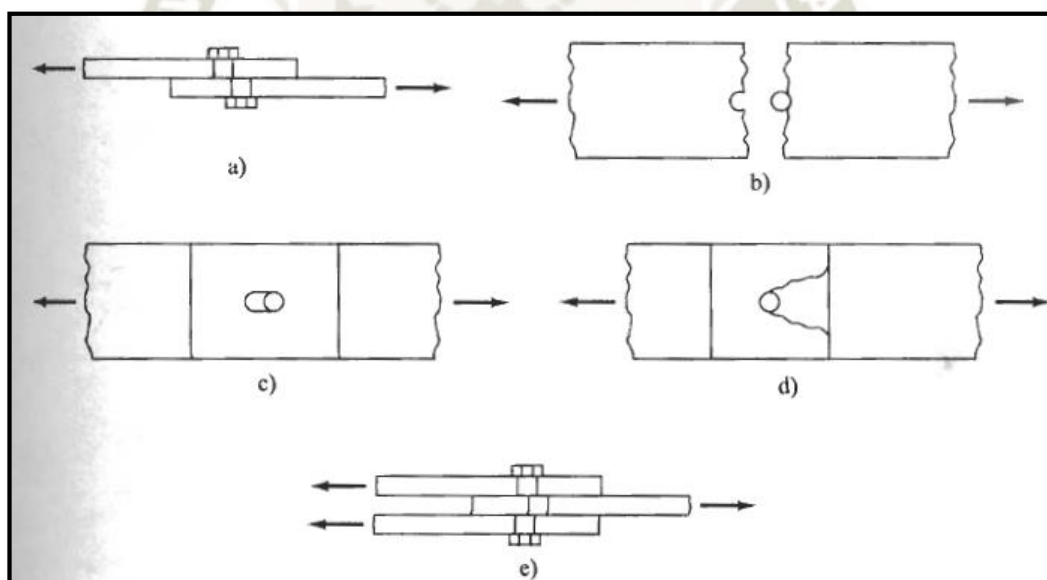


Fig. 9-5 Falla de conexiones atornilladas (McCormac J. C., 2002)

Consideraciones de espaciamiento en conexiones atornilladas (McCormac J. C., 2002):

- La separación mínima entre centro a centro para los agujeros de los tornillos no debe ser menor a 3 veces el diámetro del tornillo
- La distancia mínima al borde no debe superar 2 veces el diámetro del tornillo.

- La distancia máxima al borde es de 12 veces el espesor del elemento a conectarse, pero no más de 6 pulgadas.

9.4.1. Resistencia de diseño a cortante por aplastamiento

La capacidad resistente a cortante por aplastamiento de los tornillos se halla con la siguiente expresión:

$$P_u \leq \phi_v F_v A_b \eta n$$

Donde ϕ_v es factor de reducción igual a 0.75, F_v resistencia nominal al corte, A_b área nominal del perno, η es el número de pernos en la conexión y n es el número de planos de corte.

9.4.2. Resistencia de diseño a cortante por aplastamiento en placas

La capacidad resistente a cortante por aplastamiento de la placa de conexión se halla con la siguiente expresión:

$$P_u = \phi_p 2.4(d_b)(t)(F_u)$$

Donde ϕ_p es factor de reducción igual a 0.75, F_u esfuerzo mínimo de ruptura en tensión, d_b diámetro nominal del perno, t espesor de la placa.

9.4.3. Resistencia de diseño a la tracción

La capacidad resistente a tracción de los tornillos se halla con la siguiente expresión:

$$\phi_t R_t = \phi_t F_t A_b$$

$$\phi_t R_t \geq T_u$$

Donde ϕ_t es factor de reducción igual a 0.75, F_t resistencia nominal a la tracción, A_b área nominal del perno y T_u es la fuerza de tracción última obtenida del análisis.

9.4.4. Ejemplo de diseño

El ejemplo de diseño se realizará con las conexiones correspondientes al arriostre diseñado. Primeramente, se analizará las conexiones atornilladas y luego las conexiones soldadas. En la Fig. 9-6 se aprecia el pórtico del primer nivel en la dirección X-X, y se indica las correspondientes conexiones.

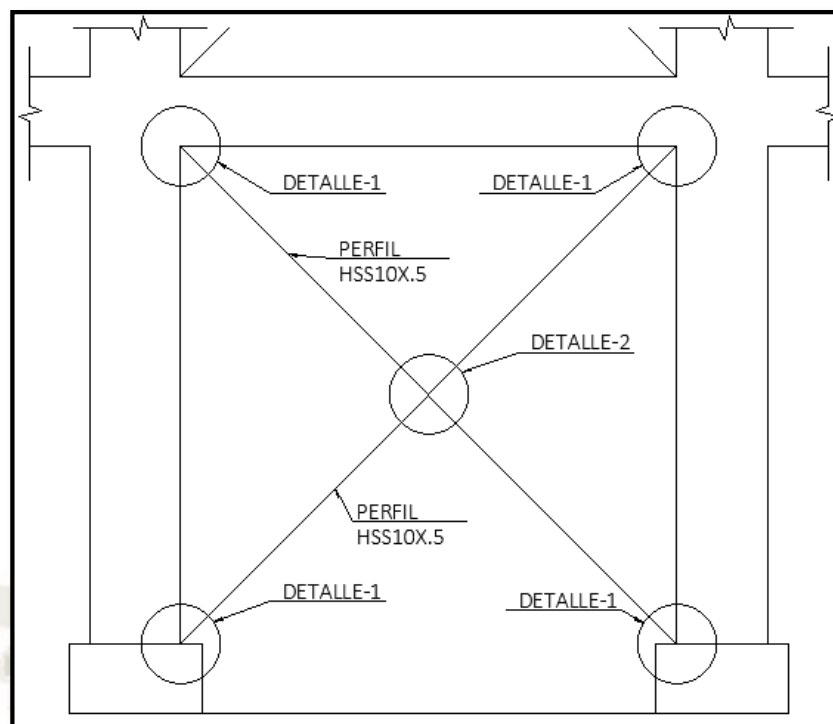


Fig. 9-6 Esquema de pórtico de concreto armado arriostrado con perfiles de acero HSS10X.5. (Fuente: elaboración propia)

En la Fig. 9-7 se observa el detalle 1 de conexión del arriostre al pórtico de concreto armado. Asimismo, se en la Fig. 9-8 y Fig. 9-9 se observa el corte longitudinal y transversal de la conexión atornillada.

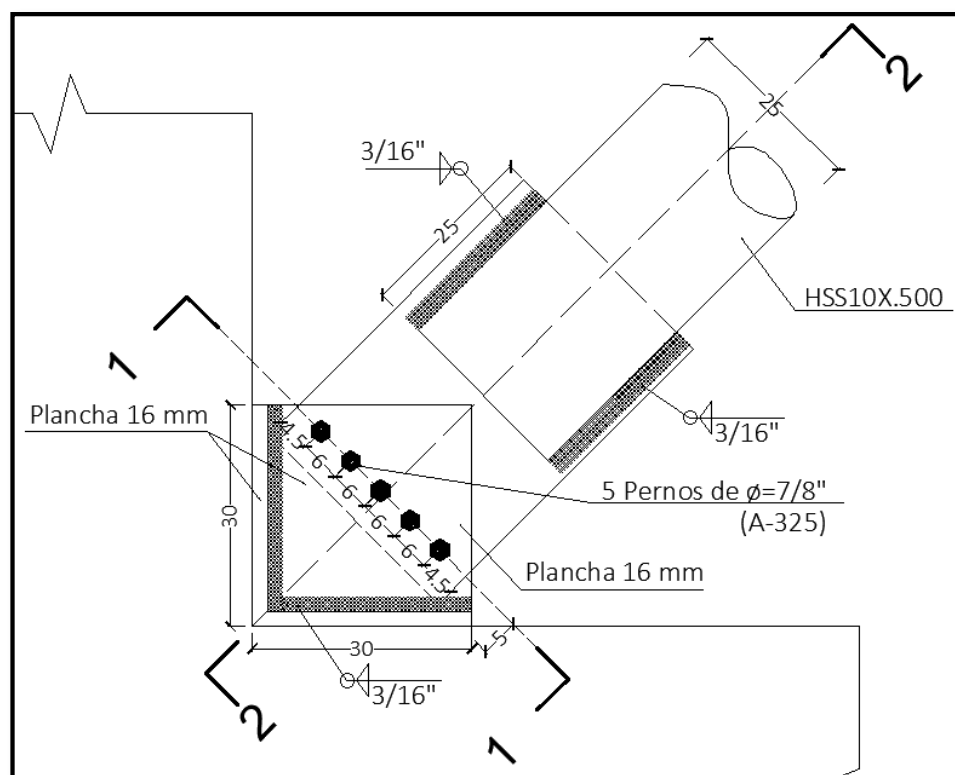


Fig. 9-7 Detalle 1 Conexión de arriostre y pórtico de concreto armado.

(Fuente: Elaboración propia)

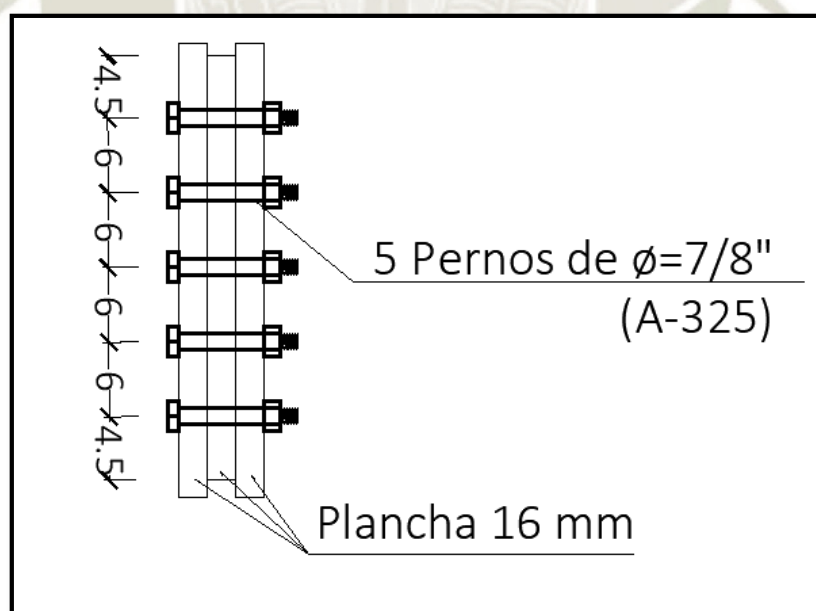


Fig. 9-8 Corte transversal 1 de Detalle 1. (Fuente: Elaboración propia)

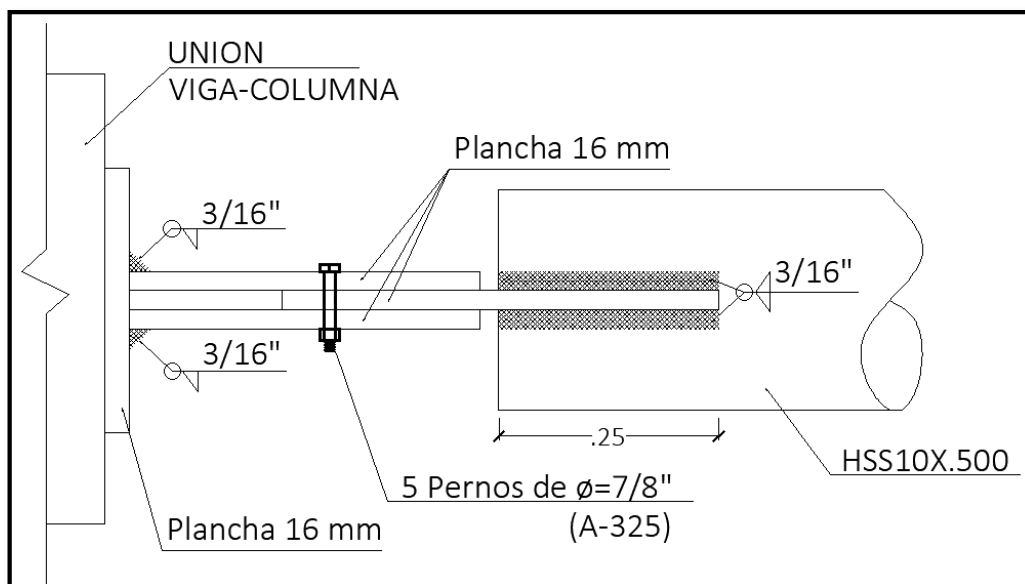


Fig. 9-9 Corte longitudinal de detalle 2. (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 9-10 se observa el detalle 2 de conexión de los 4 perfiles en el centro del pórtico.

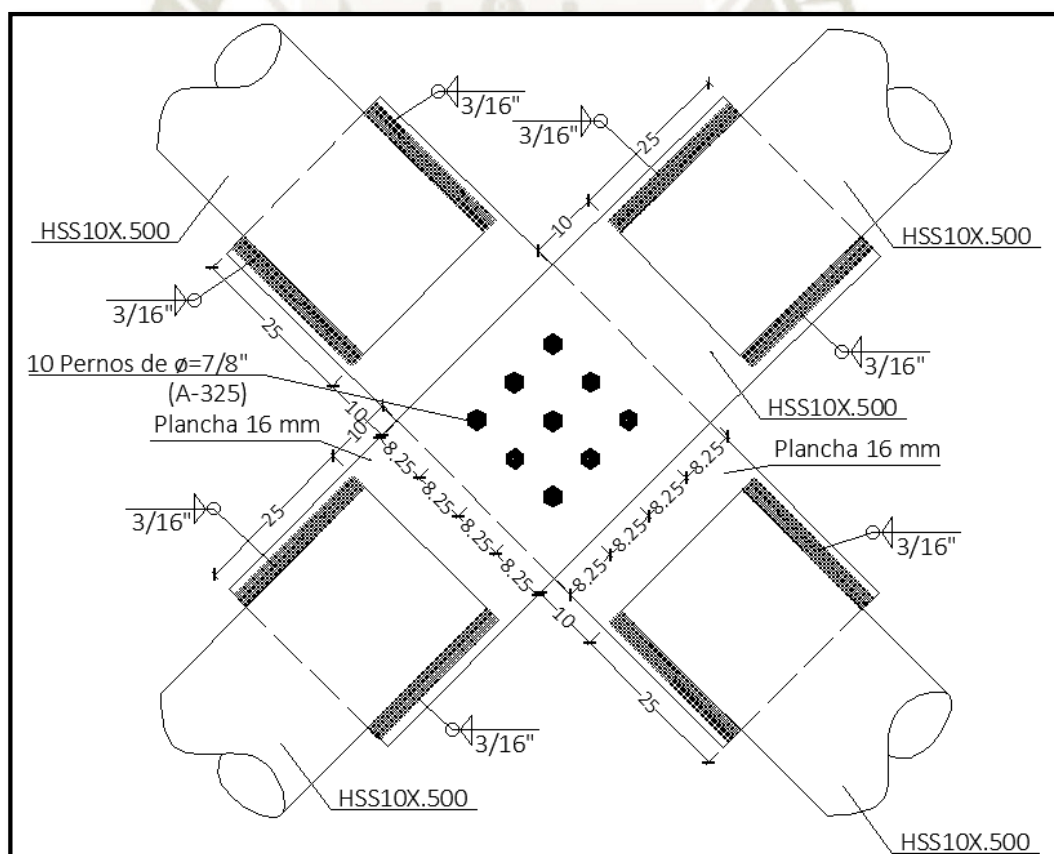


Fig. 9-10 Detalle 2 Conexión de arriostres. (Fuente: Elaboración propia)

Primeramente, se halla el área neta y área neta efectiva de la sección transversal de la placa de conexión:

$$A_g = (13)(0.63) = 8.19 \text{ plg}^2$$

$$A_e = 8.19 - 5 \left(\frac{7}{8} + \frac{1}{8} \right) (0.63) = 5.2 \text{ plg}^2$$

La resistencia de diseño a tracción en el área neta de la placa es mayor a la resistencia última:

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g$$

$$P_u \leq (0.9)(36)(8.19) = 265.36 \text{ klibf}$$

$$225.77 \text{ klibf} \leq 265.36 \text{ klibf}$$

La resistencia de diseño a fractura por tracción de la cartela es mayor a la resistencia última:

$$P_u \leq \phi_t F_u A_e$$

$$P_u \leq (0.75)(58)(5.12) = 226.2 \text{ klibf}$$

$$225.77 \text{ klibf} \leq 226.2 \text{ klibf}$$

La resistencia de diseño a cortante por aplastamiento de los pernos es mayor a la resistencia última:

$$P_u \leq \phi_v F_v A_b \eta n$$

$$P_u \leq 0.75(60)(0.6)(5)(2) = 270 \text{ klibf}$$

$$225.77 \text{ klibf} \leq 270 \text{ klibf}$$

La resistencia de diseño a cortante por aplastamiento de la placa de conexión es mayor a la resistencia última:

$$P_u = \phi 2.4(d_b)(t)(F_u) = 0.75(2.4) \left(\frac{7}{8} \right) (0.63)(58)(10) = 575.51 \text{ klibf}$$

La conexión soldada se analizará con un espesor de 3/16" de soldadura, se diseñará con electrodo E60XX. La longitud de soldadura será igual al ancho del perfil tubular HSS10x0.5.

A continuación se detalla las ecuaciones y cálculos utilizados:

$$\text{Resistencia de diseño de soldadura} \left(\frac{\text{klibf}}{\text{plg}} \right) = \phi F_w$$

$$\text{Espesor de garganta efectiva} = (0.707) \left(\frac{3}{16} \right) = 0.1326 \text{ plg}$$

$$F_w = (0.6)(60)(0.1326) = 4.7736$$

$$\phi F_w = (0.75)(4.7736) = 3.58 \text{ klibf/plg}$$

$$\text{Resistencia total de diseño de soldadura (klib)} = (3.58)(25)(4) = 358 \text{ klib}$$

Finalmente se realiza la comparación entre resistencia última y resistencia total de diseño de soldadura, siendo esta última mayor:

$$\phi F_w \geq P_u$$

$$358 \text{ klibf} \geq 225.77 \text{ klibf}$$

Asimismo, se observa que la resistencia total de diseño de soldadura (358 klibf) es menor a la resistencia de diseño de los miembros unidos (433.9 klibf). Pues, el elemento debe presentar mayor resistencia de diseño que la resistencia de la soldadura.

Los pernos de anclaje, que permiten la conexión entre el perfil de acero y pórtico de concreto armado, solamente presentan esfuerzos de tracción. En la Fig. 9-11 se detalle la configuración de los pernos de anclaje.

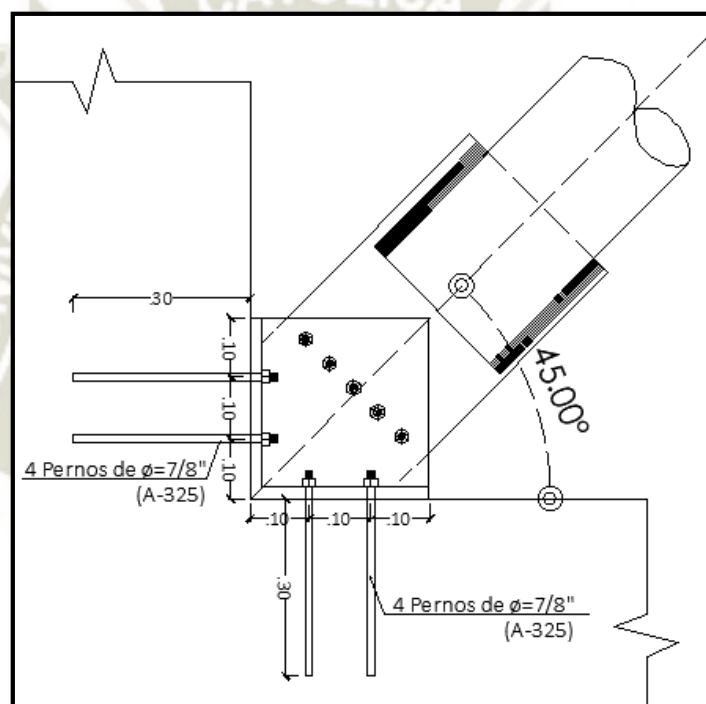


Fig. 9-11 Detalle de pernos de anclaje. (Fuente: Elaboración propia)

Debido a que la acción de la fuerza de tracción última presenta un ángulo de 45 grados, la fuerza última del arriostre será descompuesta en dirección X y en Y para realizar la distribución de fuerzas a cada perno en cada plano:

$$T_{ux} = T_{uy} = 225.77(\cos(45^\circ)) = 159.64 \text{ klibf}$$

Finalmente se obtiene la resistencia a tracción de los pernos en ambas direcciones y se compara con la fuerza de tracción última, siendo esta última menor:

$$T_{ux}, T_{uy} \leq \phi_t R_t = 0.75(90)(0.6)(4) = 162 \text{ klibf}$$

$$159.64 \text{ klibf} \leq 162 \text{ klibf}$$



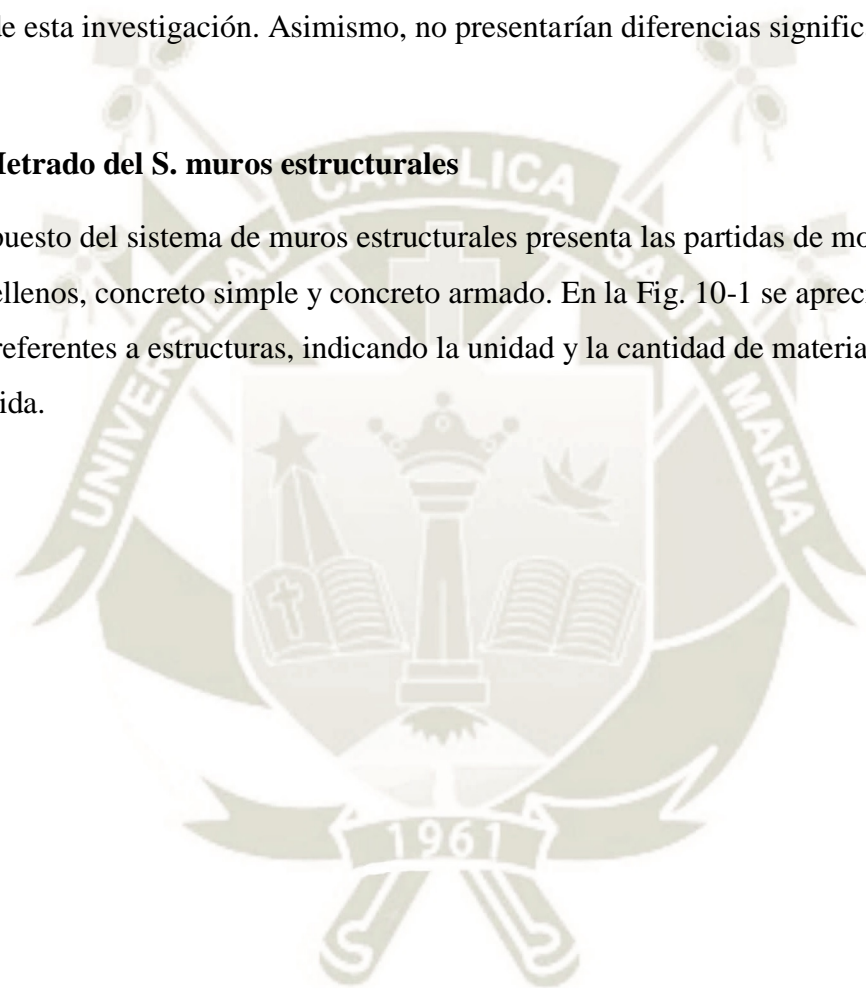
10. CAPÍTULO X: ANÁLISIS ECONÓMICO

Para el análisis económico de esta investigación, solamente se tomaron en cuenta las partidas de estructuras en ambas edificaciones. La comparación de las partidas de estructuras es trascendental, puesto que las edificaciones estudiadas difieren en el sistema estructural, presentando elementos estructurales diferentes.

El análisis de partidas de arquitectura, instalaciones eléctricas y sanitarias no es parte del alcance de esta investigación. Asimismo, no presentarían diferencias significativas en el costo directo.

10.1. Metrado del S. muros estructurales

El presupuesto del sistema de muros estructurales presenta las partidas de movimiento de tierras, rellenos, concreto simple y concreto armado. En la Fig. 10-1 se aprecia a detalle las partidas referentes a estructuras, indicando la unidad y la cantidad de material (metrado) de cada partida.



Item	Descripción	Unidad	Metrado
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.01	EXCAVACIONES		
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA	M3	1,350.22
01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS	M3	51.78
01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS	M3	207.12
01.01.04	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION	M3	68.18
01.02	RELLENOS		
01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO (CON PLANCHA)	M3	1,396.91
01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	M2	873.09
01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA	M3	336.46
02	CONCRETO SIMPLE		
02.01	FALSA ZAPATA/FALSO CIMIENTO MEZC. 1:12 + 30% P.C	M3	51.78
03	CONCRETO ARMADO		
03.01	ZAPATAS		
03.01.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	207.12
03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	281.60
03.01.03	ZAPATAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	9,728.29
03.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.02.01	VIGAS DE CIMENTACION, CONCRETO F'C=280 KGF	M3	47.73
03.02.02	VIGAS DE CIMENTACION, ENCOF. Y DESENCOF	M2	238.63
03.02.03	VIGAS DE CIMENTACION, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	17,385.93
03.03	MUROS ESTRUCTURALES		
03.03.01	MUROS ESTRUCTURALES, CONCRETO F'C=280 K	M3	591.62
03.03.02	MUROS ESTRUCTURALES, ENCOF. Y DESENCOF	M2	4,392.36
03.03.03	MUROS ESTRUCTURALES, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	94,686.91
03.04	COLUMNAS		
03.04.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	89.64
03.04.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	678.70
03.04.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	15,247.53
03.05	VIGAS		
03.05.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	506.03
03.05.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	3,114.00
03.05.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	120,538.63
03.06	LOSA ALIGERADA h=20 cm		
03.06.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	649.01
03.06.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	7,417.20
03.06.03	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	52,244.84
03.06.04	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15x30x30	UND	61,785.28

Fig. 10-1 Metrado de edificación de muros estructurales. (Fuente: Elaboración propia en POWERCOST)

10.2. Metrado del S. de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles

El presupuesto del sistema estructural de pórticos de concreto armado arriostrados presenta las partidas de movimiento de tierras, rellenos, concreto simple, concreto armado y

estructuras metálicas. En la Fig. 10-2 se aprecia a detalle las partidas referentes a estructuras, indicando la unidad y la cantidad de material (metrado) de cada partida.

Item	Descripción	Unidad	Metrado
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.01	EXCAVACIONES		
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA	M3	1,350.22
01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS	M3	52.31
01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS	M3	209.22
01.01.04	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION	M3	68.90
01.02	RELLENOS		
01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO (CON PLANCHA)	M3	1,388.22
01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	M2	873.09
01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA	M3	350.91
02	CONCRETO SIMPLE		
02.01	FALSA ZAPATA/FALSO CIMENTO MEZC. 1:12 + 30% P.C	M3	52.31
03	CONCRETO ARMADO		
03.01	ZAPATAS		
03.01.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	226.79
03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	304.40
03.01.03	ZAPATAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	9,601.78
03.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.02.01	VIGAS DE CIMENTACION, CONCRETO F'C=280 KGF	M3	48.23
03.02.02	VIGAS DE CIMENTACION, ENCOF. Y DESENCOF	M2	241.16
03.02.03	VIGAS DE CIMENTACION, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	10,930.78
03.03	COLUMNAS		
03.03.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	464.07
03.03.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	2,830.20
03.03.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	80,093.69
03.04	VIGAS		
03.04.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	553.22
03.04.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	3,404.40
03.04.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	77,753.81
03.05	LOSA ALIGERADA		
03.05.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	649.01
03.05.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	7,417.20
03.05.03	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15X30X30	UND	61,785.28
03.05.04	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	52,244.84
04	ESTRUCTURAS DE ACERO		
04.01	ARRIOSTRES CONCENTRICOS		
04.01.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE ACERO ESTRUCTURAL	KGF	42,230.85
04.01.02	PINTADO DE ACERO ESTRUCTURAL A36	KGF	42,230.85
04.01.03	INSTALACION Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL	KGF	42,230.85

Fig. 10-2 Metrado de edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. (Fuente: Elaboración propia en POWERCOST)

10.3. Comparación de metrados

El análisis comparativo de metrados nos indicará la diferencia que existe entre ambos sistemas estructurales, reflejando como influye directamente el comportamiento estructural en la cantidad de material a utilizarse.

Este análisis incluirá la comparación de cuantía de acero y encofrado. La cuantía de acero indica cuanta área de acero de refuerzo existe por volumen de concreto, y la cuantía de encofrado indica el área a encofrarse por volumen de concreto. Estos parámetros nos ayudan a entender cuanto de material se utiliza en cada sistema estructural.

En la Fig. 10-3 se muestra la diferencia de los metrados de las partidas involucradas en estructuras de ambas edificaciones. El “Metrado 1” corresponde a la edificación de muros estructurales y el “Metrado 2” corresponde a la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero.

En la Tabla 10-1 y Tabla 10-2 se visualiza la cuantía de acero y cuantía de encofrado en elementos estructurales respectivamente. Cabe indicar que ambas tablas solamente incluyen elementos de concreto armado.

Item	Descripción	Unidad	Metrado 1	Metrado 2	Diferencia
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
01.01	EXCAVACIONES				
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA	M3	1,350.22	1,350.22	-
01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS	M3	51.78	52.31	-0.53
01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS	M3	207.12	209.22	-2.10
01.01.04	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION	M3	68.18	68.90	-0.72
01.02	RELLENOS				
01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO (CON PLANCHAS)	M3	1,396.91	1,388.22	8.69
01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	M2	873.09	873.09	
01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA	M3	336.46	350.91	-14.45
02	CONCRETO SIMPLE				
02.01	FALSA ZAPATA/FALSO CIMENTO MEZC. 1:12 + 30% P.C	M3	51.78	52.31	-0.53
03	CONCRETO ARMADO				
03.01	ZAPATAS				
03.01.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	207.12	226.79	-19.67
03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	281.60	304.40	-22.80
03.01.03	ZAPATAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	9,728.29	9,601.78	126.51
03.02	VIGAS DE CIMENTACION				
03.02.01	VIGAS DE CIMENTACION, CONCRETO F'C=280 KGF	M3	47.73	48.23	-0.50
03.02.02	VIGAS DE CIMENTACION, ENCOF. Y DESENCOF	M2	238.63	241.16	-2.53
03.02.03	VIGAS DE CIMENTACION, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	17,385.93	10,930.78	6,455.15
03.03	MUROS ESTRUCTURALES				
03.03.01	MUROS ESTRUCTURALES, CONCRETO F'C=280 KGF	M3	591.62		
03.03.02	MUROS ESTRUCTURALES, ENCOF. Y DESENCOF	M2	4,392.36		
03.03.03	MUROS ESTRUCTURALES, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	94,686.91		
03.04	COLUMNAS				
03.04.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	89.64	464.07	-374.43
03.04.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	678.70	2,830.20	-2,151.50
03.04.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	15,247.53	80,093.69	-64,846.16
03.05	VIGAS				
03.05.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	506.03	553.22	-47.19
03.05.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	3,114.00	3,404.40	-290.40
03.05.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	120,538.63	77,753.81	42,784.82
03.06	LOSA ALIGERADA h=20 cm				
03.06.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	649.01	649.01	-
03.06.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	7,417.20	7,417.20	-
03.06.03	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	52,244.84	52,244.84	-
03.06.04	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15x30x30	UND	61,785.28	61,785.28	-
04	ESTRUCTURAS DE ACERO				
04.01	ARRIOSTRES CONCENTRICOS				
04.01.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE ACERO ESTRUCTURAL	KGF		42,230.85	
04.01.02	PINTADO DE ACERO ESTRUCTURAL A36	KGF		42,230.85	
04.01.03	INSTALACION Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL	KGF		42,230.85	

Fig. 10-3 Comparación de metrados en ambas edificaciones (Fuente: Elaboración propia en POWERCOST)

Tabla 10-1
Cuantía de acero en los elementos estructurales

Elementos Estructurales	Edificación de muros estructurales (kgf/m ³)	Edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero (Kgf/m ³)
Zapatas	46.97	42.34
Vigas de cimentación	364.26	226.64
Muros estructurales	160.05	-
Columnas	170.10	172.59
Vigas	238.20	140.55
Losas aligeradas	80.50	80.50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-2
Cuantía de encofrado en los elementos estructurales

Elementos Estructurales	Edificación de muros estructurales (m ² /m ³)	Edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero (m ² /m ³)
Zapatas	1.3596	1.3422
Vigas de cimentación	4.9996	5.0002
Muros estructurales	7.4243	-
Columnas	7.5714	6.0986
Vigas	6.1538	6.1538
Losas aligeradas	11.4285	11.4285

Fuente: Elaboración propia

De las tablas anteriores se concluye lo siguiente:

- La cuantía de acero en las vigas de la edificación de muros estructurales supera en 69.47% a las vigas del sistema de pórticos arriostrados. Esta diferencia se debe a que la interacción viga y muro estructural genere esfuerzos relativamente elevados en comparación con el sistema de pórticos arriostrados, debido a la diferencia de rigidez entre ambos elementos estructurales. Asimismo, la flexibilidad que presenta el sistema de pórticos arriostrados genera disminución del refuerzo. Esta premisa preliminar indicaría que existiría mayor ductilidad en las vigas del sistema de pórticos arriostrados y por ende una menor resistencia.
- La cuantía de acero en las vigas de cimentación de la edificación de muros estructurales supera en 60.72% a las vigas del sistema de pórticos arriostrados. Asimismo, la cuantía de las zapatas de la edificación de muros estructurales supera en 10.94% a las zapatas del sistema de pórticos arriostrados. Debido a que la rigidez y peso sísmico de la edificación de muros estructurales es mayor que en la edificación de pórticos arriostrados, se requiere mayor resistencia de los elementos estructurales de la cimentación.

- La cuantía de encofrados en ambas edificaciones se mantiene muy similar, debido a que los elementos estructurales tales como, vigas de cimentación, vigas y losas aligeradas presentan dimensiones iguales en la sección transversal, solo varían en la longitud del elemento.

10.4. Análisis de costos unitarios

El análisis de costos unitarios se realizó basado en partidas que se obtuvieron de fuentes como revistas “Costos”, “Perú Construye”, libro de CAPECO “Costos y presupuestos en edificaciones”, tesis “Análisis de costo-tiempo entre edificación porticada de concreto y en acero A36, Pabellón 3ª C.E.14753 y base de datos del software “Presupuesto 4.00”.

Los costos de los insumos se obtuvieron de catálogos de productos y el salario para trabajadores de construcción civil de la temporada 2019 – 2020 se obtuvo del Expediente N° 173-2019-MTPE/2.14-NC acorde al decreto de ley N°25593. Para el precio del recurso humano denominado “capataz”, se le asigna 10% más del precio del operario. En la Tabla 10-3 se visualiza el salario de construcción civil sin considerar la bonificación por altitud.

Tabla 10-3
Salario de construcción civil 2019-2020 sin considerar altitud

Descripción	Días	Operario		Oficial		Peón	
		Valor diario (S/.)	C/Liquidación (S/.)	Valor diario (S/.)	C/Liquidación (S/.)	Valor diario (S/.)	C/Liquidación (S/.)
Jornal	6	70.30	421.80	55.40	332.40	49.70	298.20
Jornal Dominical	6	11.72	70.32	9.23	55.38	8.28	49.68
BUC	6	22.50	135.00	16.62	99.72	14.91	89.46
Bonif. Por movilidad	6	8.00	48.00	8.00	48.00	8.00	48.00
Indemnización	6	10.55	63.30	8.31	49.86	7.46	44.76
Vacaciones	6	7.03	42.18	5.54	33.24	4.97	29.82
Gratificación Navidad	7	18.75	131.25	14.77	103.39	13.25	92.75
Ley 30334	7	1.69	11.83	1.33	9.31	1.19	8.33
ONP 13%	-	-	87.77	-	63.38	-	56.85
Conafovicer 2%	-	-	9.84	-	9.75	-	8.75
Asignación familiar	6	5.86	35.16	4.62	27.72	4.14	24.84
Costo total semanal	-	-	1056.45	-	832.15	-	751.44
Costo total por hora	-	-	22.01	-	17.34	-	15.66

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 10-4 se visualiza el salario de construcción civil considerando la bonificación por altitud. Esta bonificación será utilizada a partir del cuarto nivel.

Tabla 10-4
Salario de construcción civil 2019-2020 considerando altitud

Descripción	Días	Operario		Oficial		Peón	
		Valor diario (S/.)	C/Liquidación (S/.)	Valor diario (S/.)	C/Liquidación (S/.)	Valor diario (S/.)	C/Liquidación (S/.)
Costo total semanal	-	-	1056.45	-	832.15	-	751.44
Costo total por hora	-	-	22.01	-	17.34	-	15.66
Bonificación por altitud	6	2.5	15.00	2.5	15.00	2.5	15.00
Costo total semanal	-	-	1071.45	-	847.15	-	766.44
Costo total por hora	-	-	22.32	-	17.65	-	15.97

Fuente: Elaboración propia

En la Fig. 10-4, Fig. 10-5 y Fig. 10-6 se detalla las partidas de concreto, encofrado y desencofrado; y acero de refuerzo respectivamente de la edificación de muros estructurales. Las demás partidas se encuentran en los anexos.

Partida	03.03.01	MUROS ESTRUCTURALES, CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	60.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35	
47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52	
						14.18	
Materiales							
21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00	
						396.00	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.18	0.43	
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	5.84	0.78	
						1.21	
Costo Unitario por M3 :						411.39	

Fig. 10-4 Partida “Muros estructurales, concreto f’c= 280 kgf/cm²” (Fuente: Elaboración propia)

Partida	03.03.02	MUROS ESTRUCTURALES, ENCOF. Y DESENCOF				Rend:	14.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	24.55	1.40	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	22.32	12.75	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	17.65	10.09	
						24.24	
Materiales							
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KGF		0.3300	4.83	1.59	
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KGF		0.4600	3.58	1.65	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.6500	5.50	25.58	
						28.82	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	24.24	1.21	
						1.21	
Costo Unitario por M2 :						54.27	

Fig. 10-5 Partida “Muros estructurales, encofrado y desencofrado” (Fuente: Elaboración propia)

Partida	03.03.03	MUROS ESTRUCTURALES, ACERO fy=4200 kgf/cm2				Rend:	200.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71	
						1.70	
Materiales							
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KGF		0.0500	4.83	0.24	
03 00094	ACERO CORRUGADO	KGF		1.0700	2.84	3.04	
						3.28	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09	
						0.09	
Costo Unitario por KGF :						5.07	

Fig. 10-6 Partida “Muros Estructurales, acero fy=4200 kgf/cm²”. (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig. 10-7, Fig. 10-8 y Fig. 10-9 se detalla la partidas del sistema estructural de pórticos arriostrados con perfiles de acero que difieren del presupuesto de la edificación de muros estructurales.

Partida	04.01.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE ACERO ESTRUCTURAL A36				Rend:	600.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0013	24.55	0.03	
47 06999	OPERARIO SOLDADOR	HH	1.000	0.0133	23.44	0.31	
47 06997	OFICIAL SOLDADOR	HH	1.000	0.0133	18.53	0.25	
47 07000	AYUDANTE SOLDADOR	HH	1.000	0.0133	16.77	0.22	
						0.81	
Materiales							
29 07004	ACERO ESTRUCTURAL A36	KGF		1.1000	3.10	3.41	
29 07003	ELECTRODO E60	KGF		0.1000	12.00	1.20	
29 07005	PERNO A-325	KGF		0.1000	4.00	0.40	
						5.01	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.81	0.04	
48 01348	EQUIPO DE CORTE	HM	1.000	0.0133	12.00	0.16	
48 07006	FUENTE DE PODER 295A (MAQUINA DE SOLDAR)	HM	1.000	0.0133	15.00	0.20	
						0.40	
Costo Unitario por KGF :						6.22	

Fig. 10-7 Partida “Suministro y habilitación de acero estructural A36” (Fuente: Elaboración propia)

Partida	04.01.02	PINTADO DE ACERO ESTRUCTURAL A36				Rend:	900.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0009	24.55	0.02	
47 06999	OPERARIO SOLDADOR	HH	1.000	0.0089	23.44	0.21	
47 07000	AYUDANTE SOLDADOR	HH	1.000	0.0089	16.77	0.15	
						0.38	
Materiales							
03 07007	WAPE INDUSTRIAL	KGF		0.0160	2.50	0.04	
30 01938	THINER	GLN		0.0100	14.00	0.14	
54 00068	PINTURA ANTICORROSIVA	GLN		0.0100	40.00	0.40	
						0.58	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.38	0.01	
49 07008	COMPRESORA NEUMATICA	HM	1.000	0.0089	20.00	0.18	
						0.19	
Costo Unitario por KGF :						1.15	

Fig. 10-8 Partida “Pintado de acero estructura A36” (Fuente: Elaboración propia)

Partida	04.01.03	INSTALACION Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL A36				Rend:	300.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0027	24.55	0.07	
47 06999	OPERARIO SOLDADOR	HH	2.000	0.0533	23.44	1.25	
47 06997	OFICIAL SOLDADOR	HH	2.000	0.0533	18.53	0.99	
47 07000	AYUDANTE SOLDADOR	HH	2.000	0.0533	16.77	0.89	
						3.20	
Materiales							
29 07003	ELECTRODO E60	KGF		0.1000	12.00	1.20	
29 07005	PERNO A-325	KGF		0.1000	4.00	0.40	
						1.60	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	3.20	0.16	
48 07006	FUENTE DE PODER 295A (MAQUINA DE SOLDAR)	HM	1.000	0.0267	15.00	0.40	
49 07009	GRUA HIDRAULICA TELESCOPICA	HM	1.000	0.0267	180.00	4.81	
						5.37	
Costo Unitario por KGF :						10.17	

Fig. 10-9 Partida “Instalación y montaje de acero estructural A36” (Fuente: Elaboración propia)

10.5. Presupuesto de la edificación de muros estructurales

En la Fig. 10-10 se detalla el presupuesto del S. muros estructurales solamente considerando el metrado y el precio unitario del primer al tercer nivel. En esas partidas no se considera la bonificación por altura de la mano de obra, En la Fig. 10-11 se detalla el presupuesto de la misma edificación considerando los valores del cuarto al décimo nivel. En Ambos presupuestos se observa la unidad, metrado, el precio de la partida, el parcial, el subtotal de cada título y el total.

El presupuesto del primer al tercer nivel tiene una suma de S/ 1,412,524.96. Del cuarto al décimo nivel es de S/ 2,215,616.92. El presupuesto total es de S/ 3,628,141.88. Estos precios son sin IGV.

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS						85,426.76
01.01	EXCAVACIONES					17,365.30	
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA	M3	1,350.22	3.84	5,184.84		
01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS	M3	51.78	37.24	1,928.29		
01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS	M3	207.12	37.24	7,713.15		
01.01.04	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION	M3	68.18	37.24	2,539.02		
01.02	RELLENOS					68,061.46	
01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO (CON PLANCHAS)	M3	1,396.91	36.06	50,372.57		
01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	M2	873.09	5.62	4,906.77		
01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA	M3	336.46	37.99	12,782.12		
02	CONCRETO SIMPLE						9,378.91
02.01	FALSA ZAPATA/FALSO CIMIENTO MEZC. 1:12 + 30% P.C.	M3	51.78	181.13	9,378.91		
03	CONCRETO ARMADO						1,317,719.29
03.01	ZAPATAS					152,725.50	
03.01.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	207.12	409.96	84,910.92		
03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	281.60	67.05	18,881.28		
03.01.03	ZAPATAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	9,728.29	5.03	48,933.30		
03.02	VIGAS DE CIMENTACION					121,028.59	
03.02.01	VIGAS DE CIMENTACION, CONCRETO F'C=280 KGF	M3	47.73	411.11	19,622.28		
03.02.02	VIGAS DE CIMENTACION, ENCOF. Y DESENCOF	M2	238.63	58.48	13,955.08		
03.02.03	VIGAS DE CIMENTACION, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	17,385.93	5.03	87,451.23		
03.03	MUROS ESTRUCTURALES					346,759.83	
03.03.01	MUROS ESTRUCTURALES, CONCRETO F'C=280 K	M3	214.53	411.11	88,195.43		
03.03.02	MUROS ESTRUCTURALES, ENCOF. Y DESENCOF	M2	1,593.48	53.88	85,856.70		
03.03.03	MUROS ESTRUCTURALES, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	34,335.53	5.03	172,707.70		
03.04	COLUMNAS					57,408.91	
03.04.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	32.52	411.11	13,369.30		
03.04.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	255.20	63.54	16,215.41		
03.04.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	5,531.65	5.03	27,824.21		
03.05	VIGAS					317,063.40	
03.05.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	151.82	411.11	62,414.72		
03.05.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	934.20	77.87	72,746.15		
03.05.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	36,163.52	5.03	181,902.53		
03.06	LOSA ALIGERADA h=20 cm					322,733.05	
03.06.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	194.70	411.11	80,043.12		
03.06.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	2,225.16	48.23	107,319.47		
03.06.03	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	15,673.35	5.03	78,836.95		
03.06.04	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15x30x30	UND	18,535.58	3.05	56,533.52		
COSTO DIRECTO						S/1,412,524.96	

Fig. 10-10 Presupuesto de Estructuras del S. Muros estructurales del primer al tercer nivel. (Fuente: Elaboración propia)

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
03	CONCRETO ARMADO						2,215,616.92
03.03	MUROS ESTRUCTURALES					613,007.79	
03.03.01	MUROS ESTRUCTURALES, CONCRETO F'C=280 K	M3	377.09	411.39	155,131.06		
03.03.02	MUROS ESTRUCTURALES, ENCOF. Y DESENCOF	M2	2,798.88	54.27	151,895.22		
03.03.03	MUROS ESTRUCTURALES, ACERO fy=4200 kgf/cm ²	KGF	60,351.38	5.07	305,981.51		
03.04	COLUMNAS					99,900.21	
03.04.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	57.12	411.39	23,498.60		
03.04.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	423.50	64.09	27,142.12		
03.04.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm ²	KGF	9,715.88	5.07	49,259.50		
03.05	VIGAS					744,919.71	
03.05.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	354.21	411.39	145,718.45		
03.05.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	2,179.80	78.64	171,419.47		
03.05.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm ²	KGF	84,375.11	5.07	427,781.79		
03.06	LOSA ALIGERADA h=20 cm					757,789.21	
03.06.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	454.31	411.39	186,898.59		
03.06.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	5,192.04	48.67	252,696.59		
03.06.03	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm ²	KGF	36,571.49	5.07	185,417.45		
03.06.04	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15x30x30	UND	43,249.70	3.07	132,776.58		
COSTO DIRECTO							S/2,215,616.92

Fig. 10-11 Presupuesto de Estructuras del S. Muros estructurales del cuarto al décimo nivel. (Fuente: Elaboración propia)

10.6. Presupuesto de la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero

En la Fig. 10-12 se detalla el presupuesto de la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero solamente considerando el metrado y el precio unitario del primer al tercer nivel. En esas partidas no se considera la bonificación por altura de la mano de obra, En la Fig. 10-13 se detalla el presupuesto de la misma edificación considerando los valores del cuarto al décimo nivel. En Ambos presupuestos se observa la unidad, metrado, el precio de la partida, el parcial, el subtotal de cada título y el total.

El presupuesto del primer al tercer nivel tiene una suma de S/ 1,453,011.57. Del cuarto al décimo nivel es de S/ 2,376,259.80. El presupuesto total es de S/ 3,829,271.37. Estos precios son sin IGV.

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS						85,787.10
01.01	EXCAVACIONES					17,490.05	
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA	M3	1,350.22	3.84	5,184.84		
01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS	M3	52.31	37.24	1,948.02		
01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS	M3	209.22	37.24	7,791.35		
01.01.04	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION	M3	68.90	37.24	2,565.84		
01.02	RELLENOS					68,297.05	
01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO (CON PLANCHAS)	M3	1,388.22	36.06	50,059.21		
01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	M2	873.09	5.62	4,906.77		
01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA	M3	350.91	37.99	13,331.07		
02	CONCRETO SIMPLE						9,474.91
02.01	FALSA ZAPATA/FALSO CIMIENTO MEZC. 1:12 + 30% P.C.	M3	52.31	181.13	9,474.91		
03	CONCRETO ARMADO						1,120,891.71
03.01	ZAPATAS					161,681.80	
03.01.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	226.79	409.96	92,974.83		
03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	304.40	67.05	20,410.02		
03.01.03	ZAPATAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	9,601.78	5.03	48,296.95		
03.02	VIGAS DE CIMENTACION					88,912.70	
03.02.01	VIGAS DE CIMENTACION, CONCRETO F'C=280 KGF	M3	48.23	411.11	19,827.84		
03.02.02	VIGAS DE CIMENTACION, ENCOF. Y DESENCOF	M2	241.16	58.48	14,103.04		
03.02.03	VIGAS DE CIMENTACION, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	10,930.78	5.03	54,981.82		
03.03	COLUMNAS					282,478.00	
03.03.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	168.36	411.11	69,214.48		
03.03.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	1,067.20	62.88	67,105.54		
03.03.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	29,057.25	5.03	146,157.98		
03.04	VIGAS					265,086.16	
03.04.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	165.96	411.11	68,227.82		
03.04.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	1,021.32	77.87	79,530.19		
03.04.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	23,325.68	5.03	117,328.16		
03.05	LOSA ALIGERADA					322,733.05	
03.05.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	194.70	411.11	80,043.12		
03.05.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	2,225.16	48.23	107,319.47		
03.05.03	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15X30X30	UND	18,535.58	3.05	56,533.52		
03.05.04	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	15,673.35	5.03	78,836.95		
04	ESTRUCTURAS DE ACERO						236,857.85
04.01	ARRIOSTROS CONCENTRICOS					236,857.85	
04.01.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE ACERO ESTRUCTURAL	KGF	13,550.22	6.21	84,146.87		
04.01.02	PINTADO DE ACERO ESTRUCTURAL A36	KGF	13,550.22	1.15	15,582.75		
04.01.03	INSTALACION Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL	KGF	13,550.22	10.12	137,128.23		
COSTO DIRECTO						S/1,453,011.57	

Fig. 10-12 Presupuesto de Estructuras del S. de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero del primer al tercer nivel. (Fuente: Elaboración propia)

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
03	CONCRETO ARMADO						1,873,201.55
03.03	COLUMNAS					492,741.41	
03.03.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	295.71	411.39	121,652.14		
03.03.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	1,771.00	63.43	112,334.53		
03.03.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	51,036.44	5.07	258,754.74		
03.04	VIGAS					622,670.93	
03.04.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	387.26	411.39	159,314.89		
03.04.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	2,383.08	78.64	187,405.41		
03.04.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	54,428.13	5.07	275,950.63		
03.05	LOSA ALIGERADA					757,789.21	
03.05.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	M3	454.31	411.39	186,898.59		
03.05.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	5,192.04	48.67	252,696.59		
03.05.03	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15X30X30	UND	43,249.70	3.07	132,776.58		
03.05.04	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm2	KGF	36,571.49	5.07	185,417.45		
04	ESTRUCTURAS DE ACERO						503,058.25
04.01	ARRIOSTRES CONCENTRICOS					503,058.25	
04.01.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE ACERO ESTRUCTURAL	KGF	28,680.63	6.22	178,393.52		
04.01.02	PINTADO DE ACERO ESTRUCTURAL A36	KGF	28,680.63	1.15	32,982.72		
04.01.03	INSTALACION Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL	KGF	28,680.63	10.17	291,682.01		
COSTO DIRECTO						S/2,376,259.80	

Fig. 10-13 Presupuesto de Estructuras del S. de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero del cuarto al décimo nivel. (Fuente: Elaboración propia)

10.7. Comparación de costos

En la Fig. 10-14 se visualiza la comparación económica en diagrama de barras de ambos sistemas estructurales. La comparación comprende solamente partidas de estructuras, las barras de color celeste son del sistema de muros estructurales y las de color naranja son del sistema de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero.

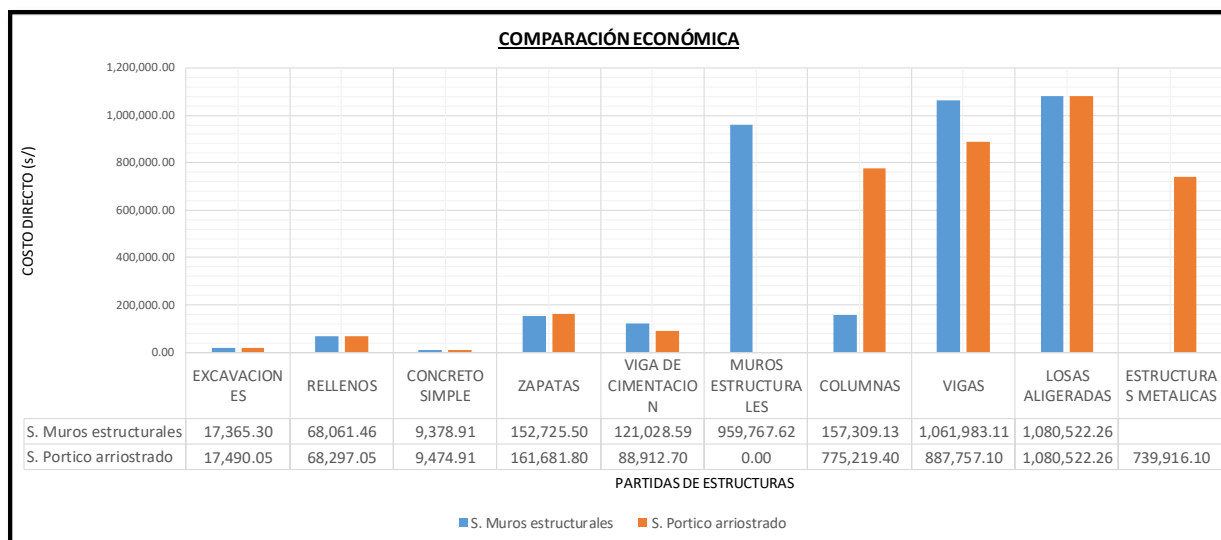


Fig. 10-14 Comparación económica de partidas de estructuras.
(Fuente: Elaboración propia)

En la Tabla 10-5 se detalla la diferencia del costo directo de la partidas de estructuras entre ambos sistemas estructurales por nivel.

Tabla 10-5
Porcentaje de excedencia de costo directo

Nivel	S. Muros estructurales (S/)	S. Pórtico de CA arriostrado con perfiles de acero (S/)	Excedencia (S/)	Porcentaje de excedencia (%)
1er al 3er	1,412,524.96	1,453,011.57	40,486.61	2.87%
4to al 10mo	2,215,616.92	2,376,259.80	160,642.88	7.25%
Total	3,628,141.88	3,829,271.37	201,129.49	5.54%

Fuente: Elaboración propia

11. CONCLUSIONES

Las conclusiones de la presente investigación se dividirán en técnicas y económicas.

11.1. Conclusiones Técnicas

- El sistema de pórticos arriostrados permite una reducción del 12.3% de la cortante basal dinámica en la dirección X-X. Asimismo, reduce 10.14% de la cortante basal dinámica en la dirección Y-Y. Esto se debe no solo a la reducción del peso sísmico, sino también a la reducción de la aceleración debido a un mayor periodo fundamental de vibración, Pues la estructura de pórticos arriostrados es más flexible que la estructura de muros estructurales.
- El sistema de pórticos arriostrados, reduce en 15.71% el factor de amplificación sísmica en la dirección X-X. Asimismo, reduce en 19.35% el factor de amplificación sísmica en la dirección Y-Y. Esta diferencia se debe al factor C_T que utiliza la norma peruana E030 para diferentes sistemas estructurales acorde a su rigidez lateral.
- En el sistema estructural de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero; los elementos de concreto armado tales como zapatas, columnas y vigas de cimentación que interactúan directamente con los arriostres presentan mayor demanda de refuerzo. Esto se debe a la concentración de esfuerzos debido a la rigidez del pórtico arriostrado frente a cargas sísmicas.
- El factor básico de reducción (R_o) es un factor determinante del diseño estructural puesto que reduce directamente los esfuerzos sísmicos en la estructura. Asimismo, este factor influye en el costo de la obra, pues a mayor reducción de fuerza sísmica se requiere menor refuerzo, elementos menos robustos, etc.
- La edificación de muros estructurales presenta una distribución de esfuerzos hacia el suelo más homogénea que la distribución de la edificación de pórticos de concreto armado arriostrados con perfiles de acero. Esta distribución homogénea se debe a la regularidad estructural de la edificación, pues no presenta concentración de rigidez excesiva en alguna zona, es por ello que los muros estructurales distribuyen la fuerza axial generada por la carga sísmica de manera más uniforme.

11.2. Conclusiones económicas

- El costo de la partida de estructura de la edificación de pórtico de concreto armado arriostrado con perfiles de acero supera en 2.87% al costo de la edificación de muros estructurales en los tres primeros niveles. Del cuarto al décimo nivel, el costo de la edificación de muros estructurales es superada en 7.25%.

- El costo total de la partida de estructura de la edificación de pórtico de concreto armado arriostrada con perfiles de acero supera en 5.54% al costo de la edificación de muros estructurales.
- Existe mayor diferencia en el costo del cuarto al décimo nivel debido que los perfiles utilizados como arriostres no varían de sección. Es por ello que el costo se mantiene en esta edificación mientras que en el sistema de muros estructurales disminuye porque el acero de refuerzo se reduce a medida que la edificación presenta mayor altura.

12. RECOMENDACIONES

- El coeficiente básico de reducción (R_0) asignado al sistema de pórticos de concreto armado arriostrado con perfiles de acero es muy conservador, se requieren investigaciones adicionales para validar el supuesto utilizado en el modelo estructural de esta investigación. Se sugiere hacer un análisis estático no lineal (Push-over) con finalidad de evaluar los parámetros de ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y obtener el factor básico de reducción.
- El análisis económico se debe profundizar y realizar una programación de ejecución de obra en base al proceso constructivo de cada sistema. Esta programación se debe desarrollar aplicando metodologías de optimización de tiempos y reducción de pérdidas. Esta investigación determinará cuál de los dos sistemas estructurales presenta ventaja económica considerando costos directos e indirectos.
- Para los arriostres utilizados en el sistema de pórticos de concreto armado, se debe realizar una investigación considerando arriostres rellenos de concreto. El concreto debe ser fluido, expansivo, con agregados finos que eviten cangrejeras y de resistencia considerable. El refuerzo de los arriostres con concreto, permitirían perfiles de menor dimensión puesto que evitarían pandeo por flexión y local, incrementando la resistencia del elemento estructural y la rigidez lateral de la edificación.
- Para el ámbito ambiental, se debe realizar un estudio de huella de carbono a ambos sistemas estructurales. Este estudio definiría el impacto ambiental causado de cada sistema estructural en base a las emisiones de gases de efecto invernadero.

13. BIBLIOGRAFÍA

- Bozzo, L., & Barbat, A. (2000). Diseño sismorresistente de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas. Revete.
- ACI 318-14. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete.
- ANSI/ASCE 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.
- ATC 19. (1995). Structural response modification factors.
- Bernal Esquia, I. (2000). Características de la sismicidad en la región sur de Perú. *Revista de trabajos de investigación IGP CNDG*, 69-80.
- Black, R., Wenger, W., & Popov, E. (1980). *Inelastic Buckling of steel struts under cyclic load reversals*. Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima.
- Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design* (Fifth edition ed.). Peoria, Illinois: McGraw-Hill.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. Estados Unidos: McGraw-Hill.
- Bush, Jones, & Jirsa. (1991). Behavior of RC frame strengthened using structural steel bracing. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1115-1126.
- Calizaya-Vera, R. (2017). *Análisis de costo-tiempo entre edificación aporricada de concreto y en acero A36, pabellón 3A C.E. 14753*. Universidad de Piura, Piura.
- CAPECO. (2003). *Costos y presupuestos en edificación*.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* (Fourth edition ed.). California: Pearson.
- Computer & Structures INC. (2005). *ETABS Integrated Building Design Software - Introductory Tutorial*. Berkeley, California, USA.
- Das, B. (2009). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (Septima edición ed.). Cengage Learning.
- Fratelli, M. (2003). *Diseño de estructuras metálicas Estados Límites LRFD*.
- James G. Macgregor, J. K. (2012). *Reinforced concrete: Mechanics and design* (sixth edition ed.). New Jersey: Pearson .

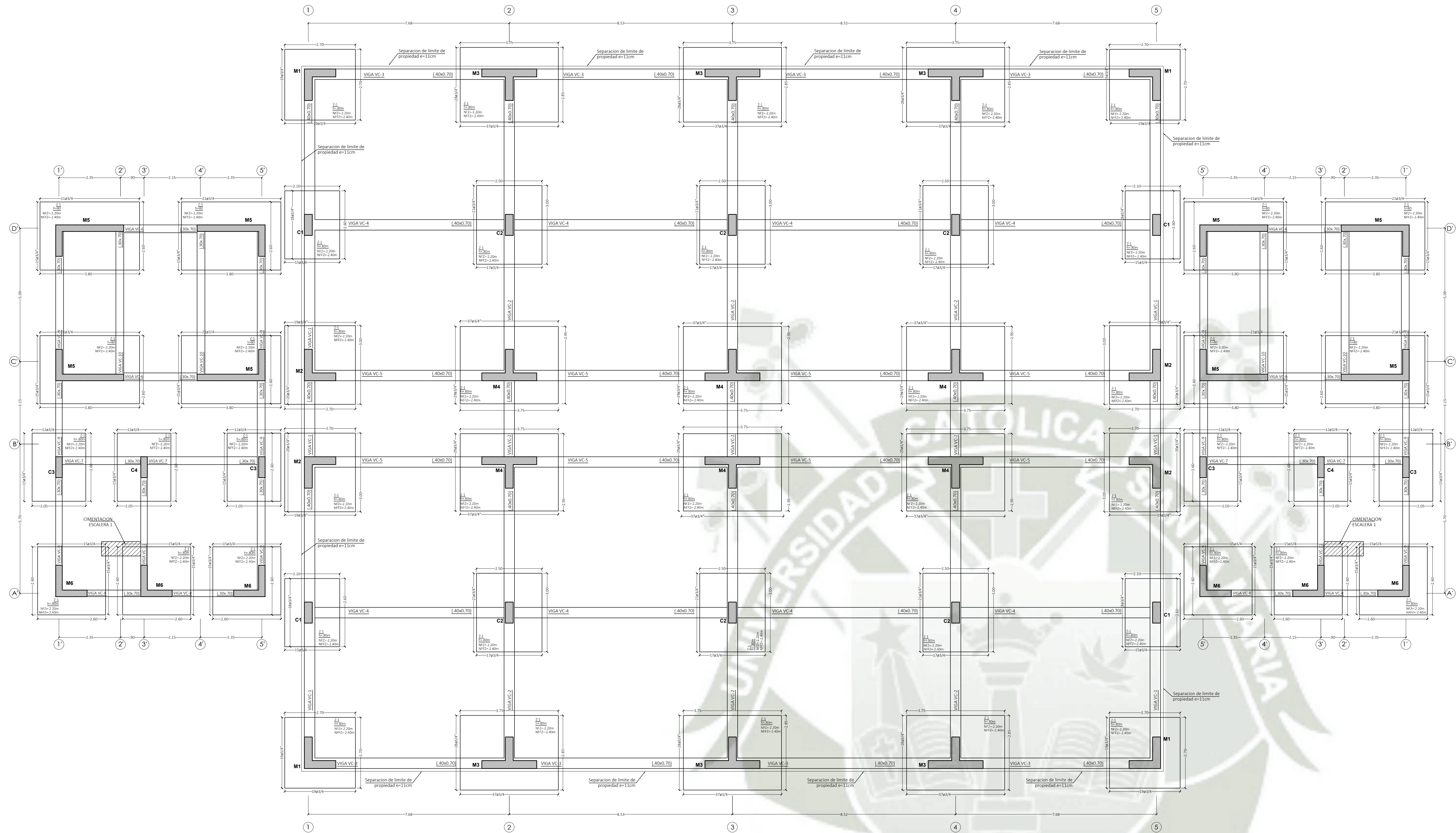
- Kramer , S. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- McCormac, J. C. (2002). *Structural Steel Design: LRFD Method* (2nd ed.). Alfaomega.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño concreto reforzado* (Octava ed.). Alfaomega.
- Moehle, J. (2014). *Seismic design of reinforced concrete buildings* . Mc Graw Hill.
- Nilson, A., Darwin, D., & Dolan, C. (2010). *Design of Concrete Structures* (Fourteenth Edition ed.). Mc Graw Hill.
- Oshiro Higa, F. (1980). *Construccion antisismica I*. Lima.
- Ottazzi Pasino, G. (2012). *Apuntes del curso concreto armado I*. Lima: PUCP.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Reinforced concrete structures*. Limusa.
- Pomachagua Perez, O. (2000). Características generales de la tectonica y sismicidad de Peru. *Revista de trabajos de investigacion realizados por estudiantes duarante el año 1999 IGP CNDG*, 93 - 104.
- Ramin, K. (2014). Seismic Behavior of Steel Off-Diagonal Bracing System (ODBS) Utilized in Reinforced Concrete Frame. *Journal of Structures*.
- Reid, H. (1906). *The california earthquake of April 18, 1906 Report of the state earthquake investigation commission* . Carnegie institution of Washington.
- RNE. (2006). E.020. *Norma E.020 Cargas*.
- RNE. (2006). E.090. *Norma E0.90 Estructuras Metalicas*.
- RNE. (2009). E.060. *Norma E.060 Concreto Armado*.
- RNE. (2018). E.030. *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*.
- Roncal Castro, M. (2017). *Determinacion del peligro sismico en el territorio nacional y elaboracion de aplicativo web*. Universidad Nacional de Ingenieria, Lima.
- San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de edificios* . Lima: Fondo Editorial 1998.
- Sharma, S., & Candia-Gallegos, M. (1992). Seismic hazard analysis of Peru. *Engineering Geology*, 73-79.
- Takeuchi, C. P. (2007). *Conexiones en Estructuras Metalicas*. Bogotá.
- Vidot-Vega, A., & Kowalsky, M. (2013). Drift, strain limites and ductility demands for RC moment frames designed with displacement-based and force-based design methods. *Engineering Structures*, 128-140.
- Villaverde, R. (2009). *Fundamental concepts of earthquake engineering*.

Wight, J., & MacGregor, J. (2012). *Reinforced Concrete Mechanics and Design* (Sixth ed.).

Youssef, M., Ghaffarzadeh, H., & Nehdi, M. (2006). Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing. *ScienceDirect*, 1561-1568.

14. ANEXO





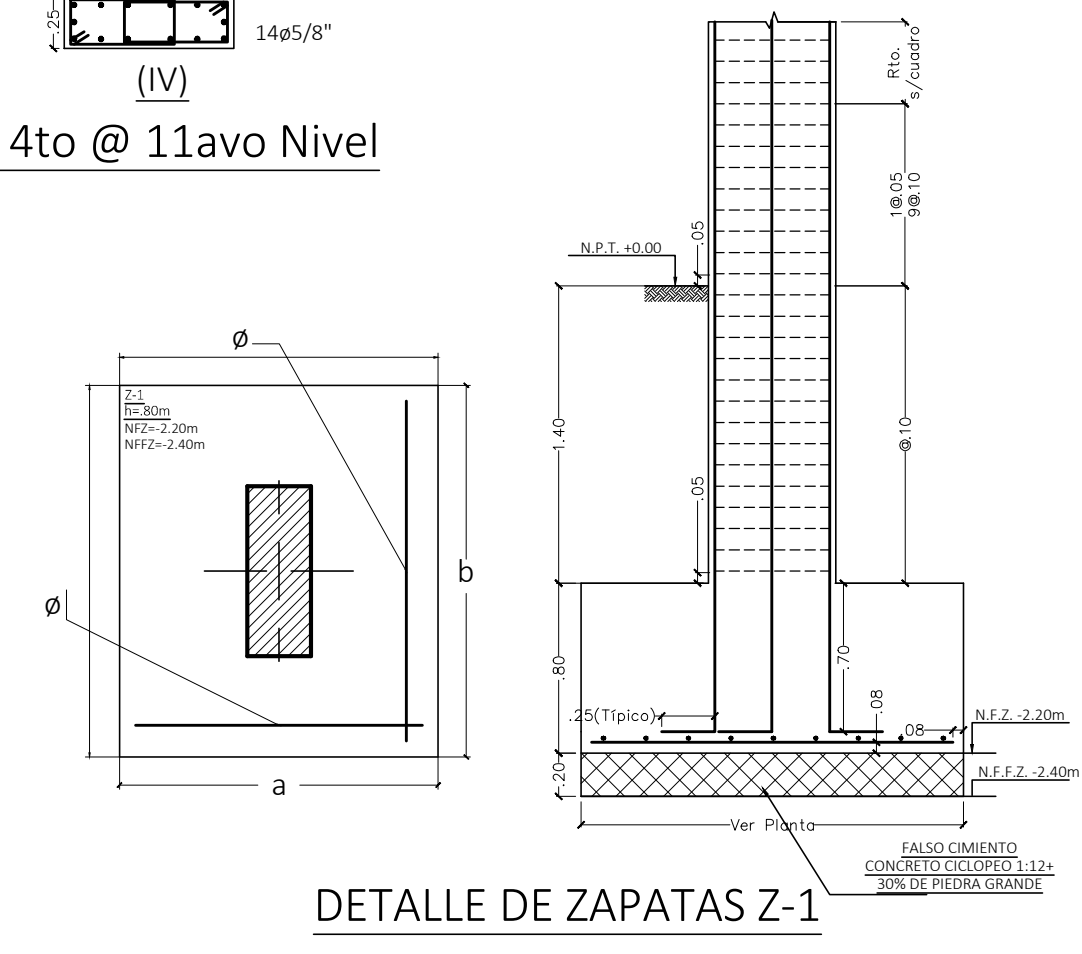
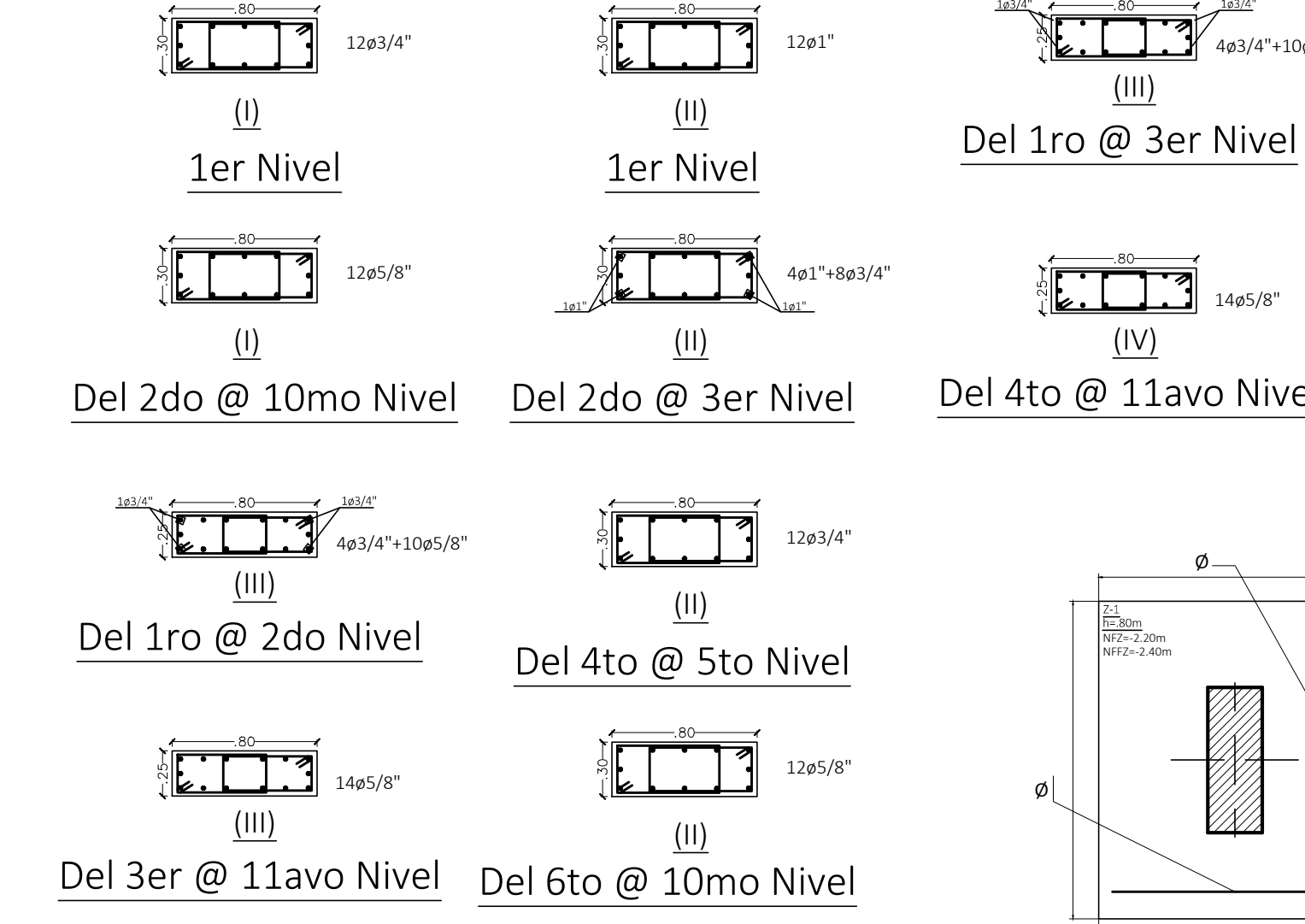
CUADRO DE COLUMNAS				
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4
1°	30x80 12x3/4" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 12x1" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 4x3/4"x10x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 4x3/4"x10x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
2°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 4x1"x8x3/4" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 4x3/4"x10x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 4x3/4"x10x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
3°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 4x1"x8x3/4" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 4x3/4"x10x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 4x3/4"x10x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
4°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 12x3/4" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
5°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 12x3/4" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
6°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
7°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
8°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
9°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
10°	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	30x80 12x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (II)
11°	-	-	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)	25x80 14x5/8" 2[3x3/8" @ 20 (I)

ESPECIFICACIONES GENERALES
 $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 Días
 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
 S/C- indicadas
 RECURSIVOS
 Columnas - Vigas = 4.0cm
 Aligerado- Losas - Vigas chatas = 2.0cm
 Zapatas = 7.0cm
 E.O.30 CARGAS
 E.O.30 SUELOS Y CIMENTACIONES
 E.O.50 DISEÑO SISMORESISTENTE
 E.O.50 SUELOS Y CIMENTACIONES
 E.O.60 CONCRETO ARMADO
 E.O.90 ESTRUCTURAS METALICAS

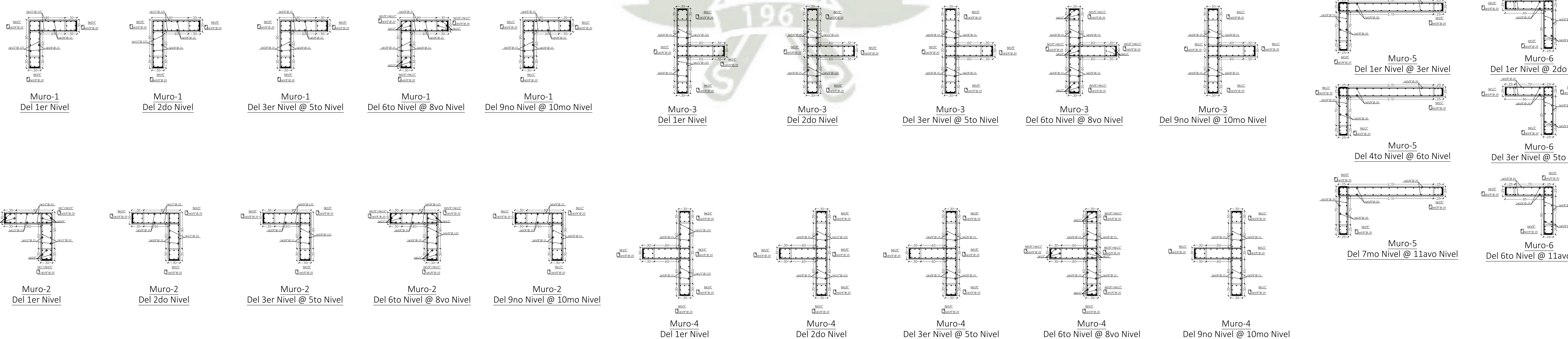
ESTUDIO DE SUELOS
 σ_{vz} Atollada) = 4.62 kg/cm²
 σ_{vz} (2. Corridos) = 4.62 kg/cm²
 Profundidad de Desplante
 Df (Zapatas) = 2.40 m
 Df (2 Corridos) = 2.40 m
 Asentamiento Maximo Permitido = 2.54 cm
 TIPO DE CIMENTACIONES
 - Zapatas Anilladas
 - Zapatas Corridas

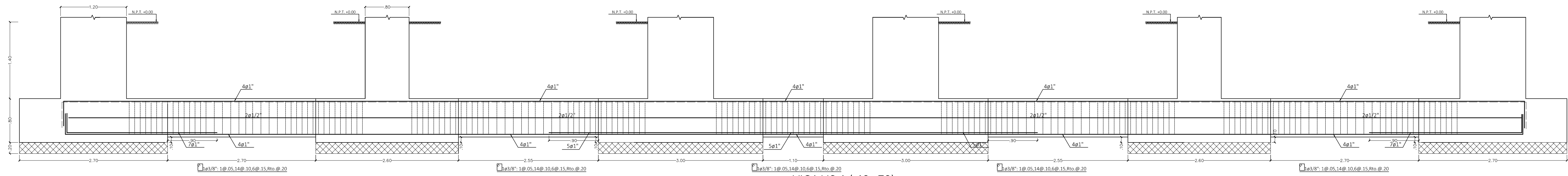
BLOQUE DE ESCALERAS Y ASCENSORES	
SISMO X-X 2+0.35 U=1.00 S+1.15 Tipo de 11x2.0s	SISMO Y-Y 2+0.35 U=1.00 S+1.15 Tipo de 11x2.0s
Sistema Estructural Simorresistente: Muros Estructurales C = 2.5 Hn = 35.35 m Ct = +60 T = +0.599 s R = +6.0 Autlmo nivel=14.35cm drelativo = +0.00526	Sistema Estructural Simorresistente: Muros Estructurales C = 2.5 Hn = 35.35 m Ct = +60 T = +0.599 s R = +6.0 Autlmo nivel=12.83cm drelativo = +0.005382

BLOQUE CENTRAL	
SISMO X-X 2+0.35 U=1.00 S+1.15 Tipo de 11x2.0s	SISMO Y-Y 2+0.35 U=1.00 S+1.15 Tipo de 11x2.0s
Sistema Estructural Simorresistente: Muros Estructurales C = 2.5 Hn = 35.35 m Ct = +60 T = +0.599 s R = +6.0 Autlmo nivel=14.35cm drelativo = +0.006849	Sistema Estructural Simorresistente: Muros Estructurales C = 2.5 Hn = 35.35 m Ct = +60 T = +0.599 s R = +6.0 Autlmo nivel=15.93cm drelativo = +0.006885

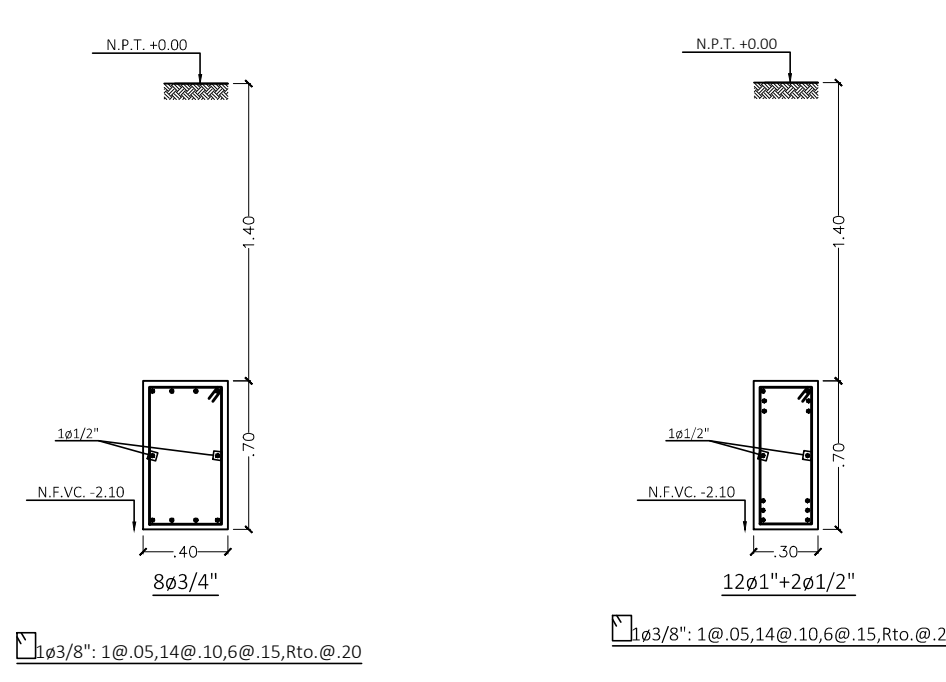


DETALLE DE ZAPATAS Z-1

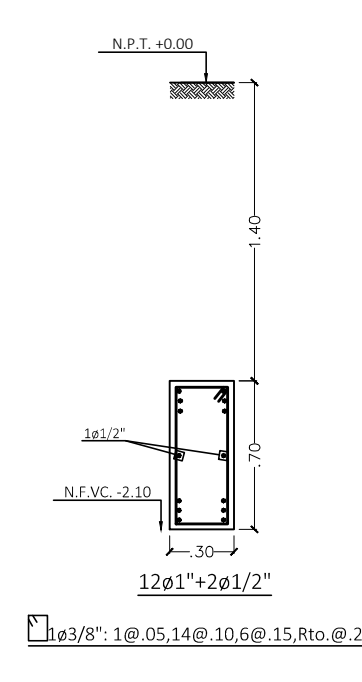




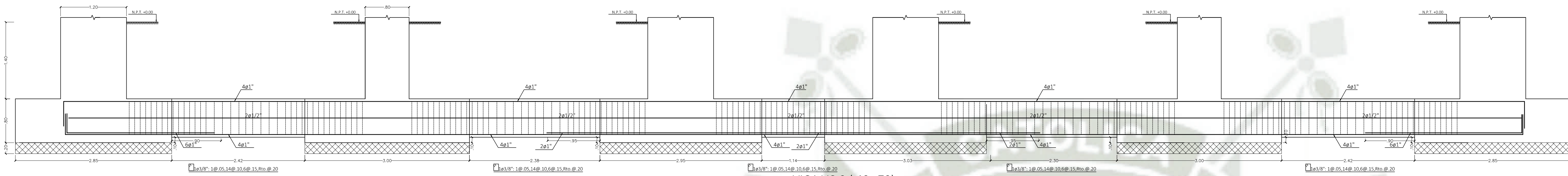
VIGA VC-1 (.40x.70)



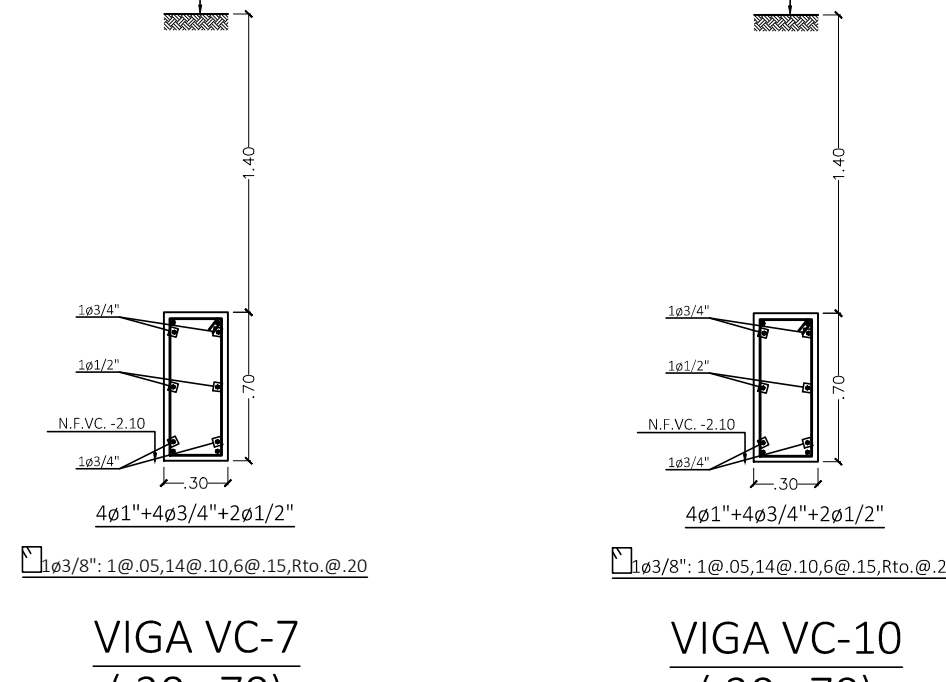
VIGA VC-4 (.40x.70)



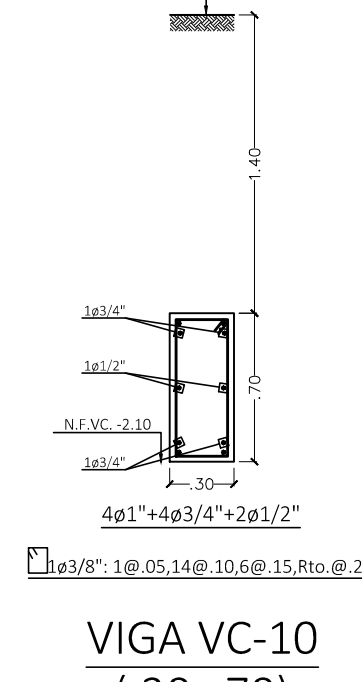
VIGA VC-6 (.30x.70)



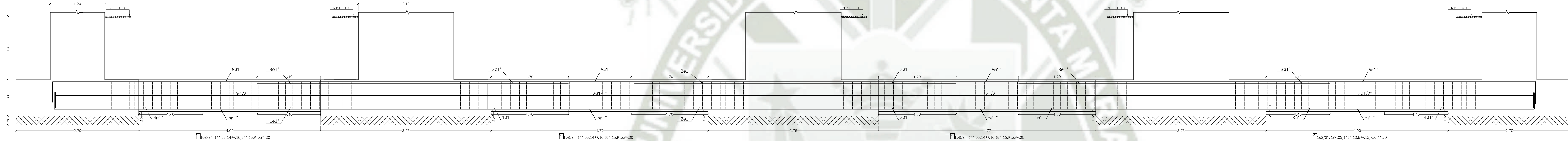
VIGA VC-2 (.40x.70)



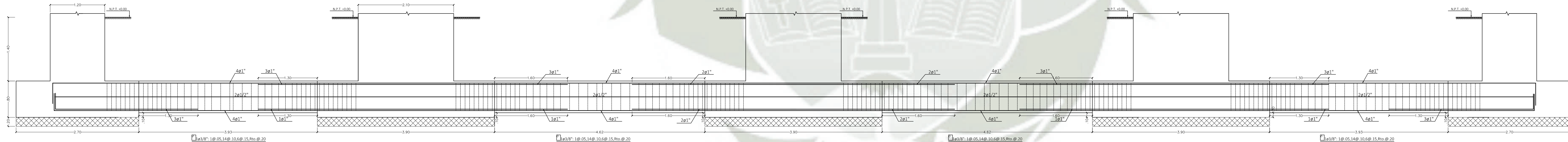
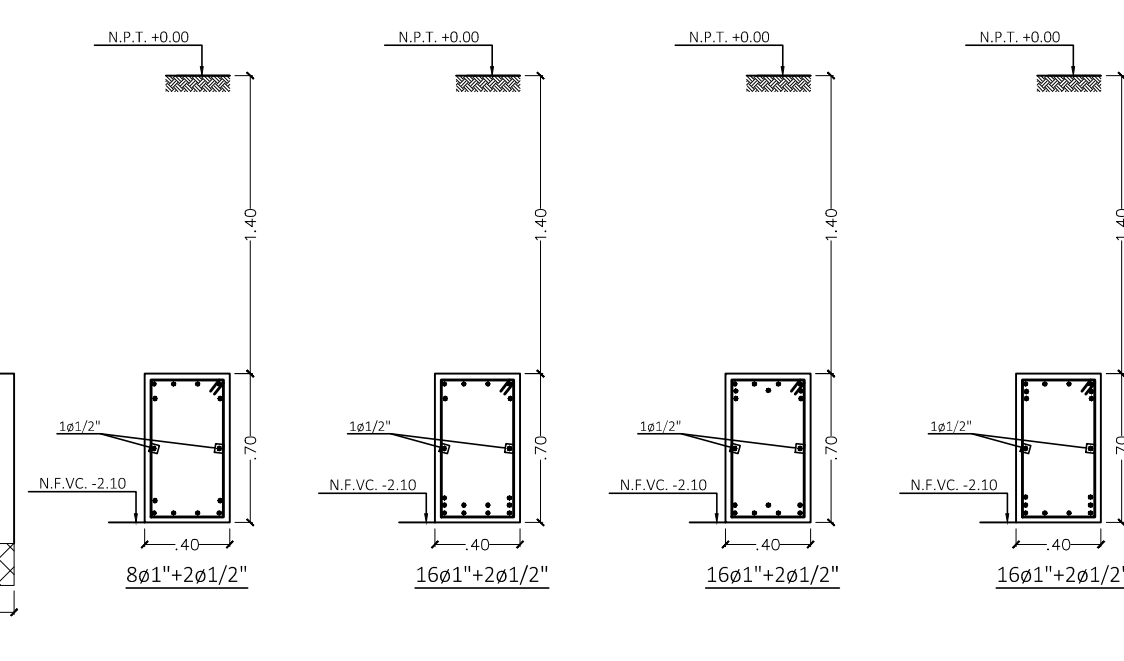
VIGA VC-7 (.30x.70)



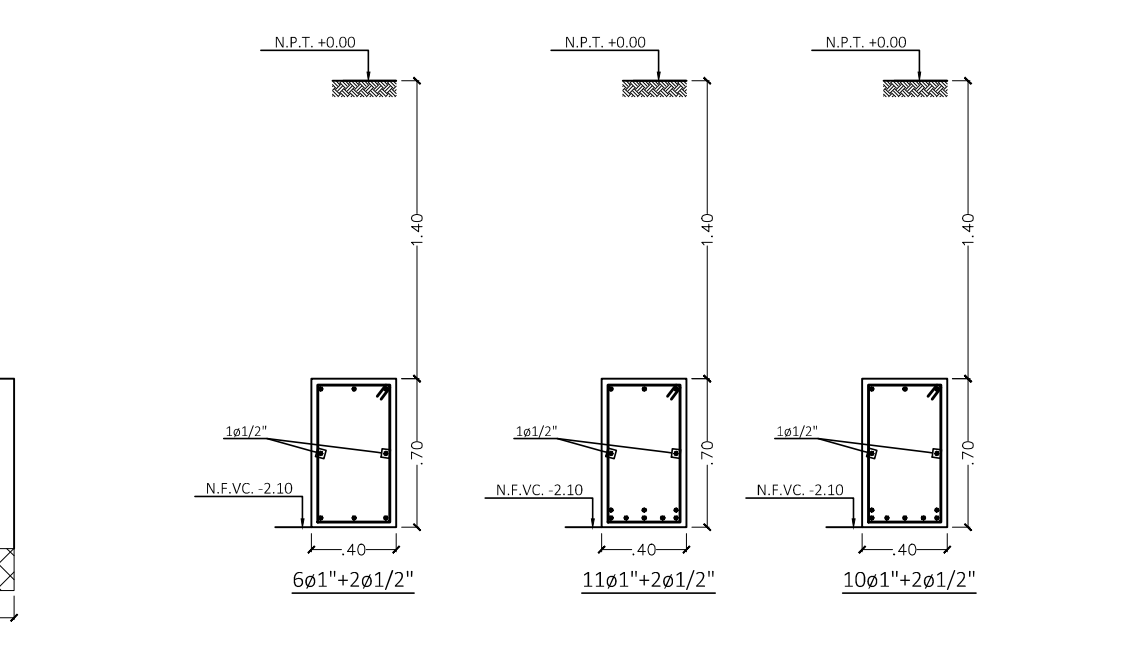
VIGA VC-10 (.30x.70)



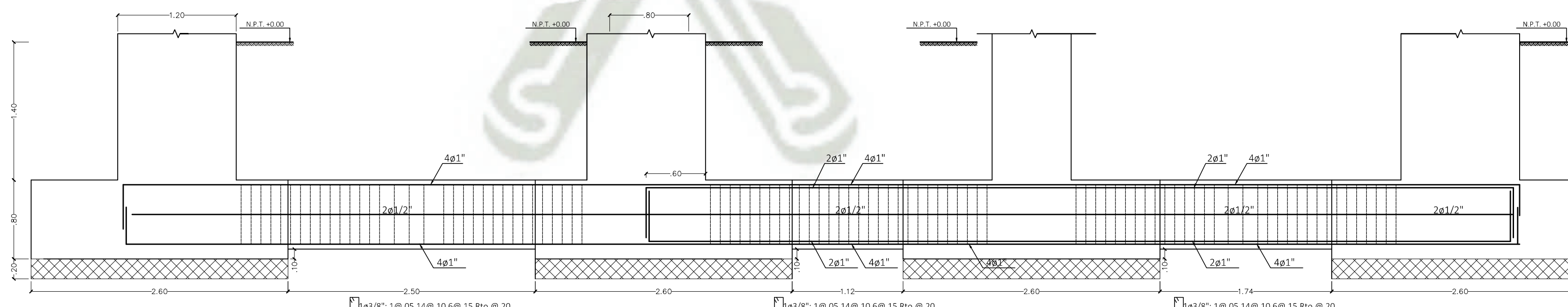
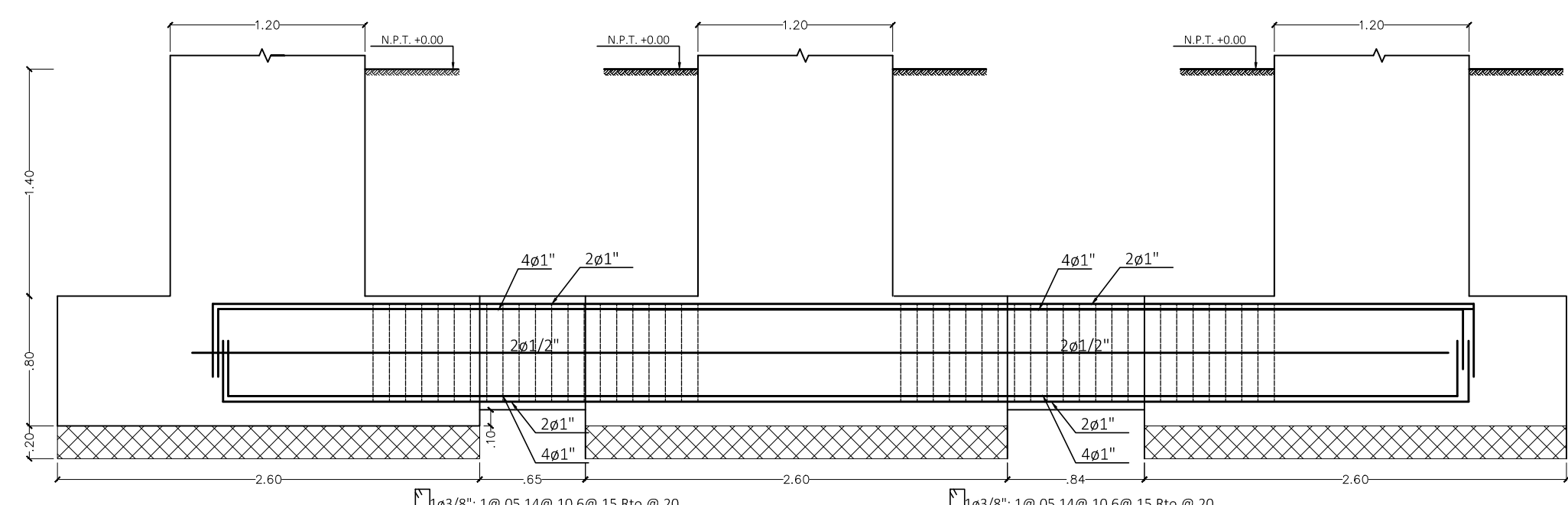
VIGA VC-3 (.40x.70)



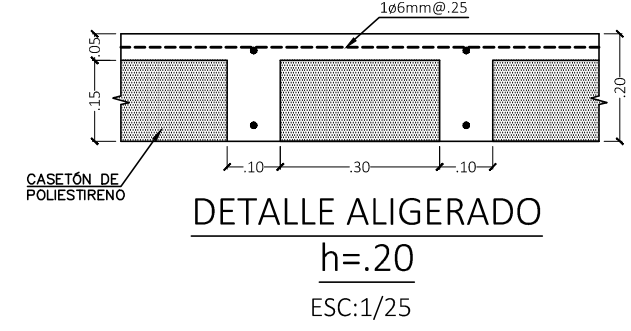
VIGA VC-5 (.40x.70)



VIGA VC-8 (.30x.70)

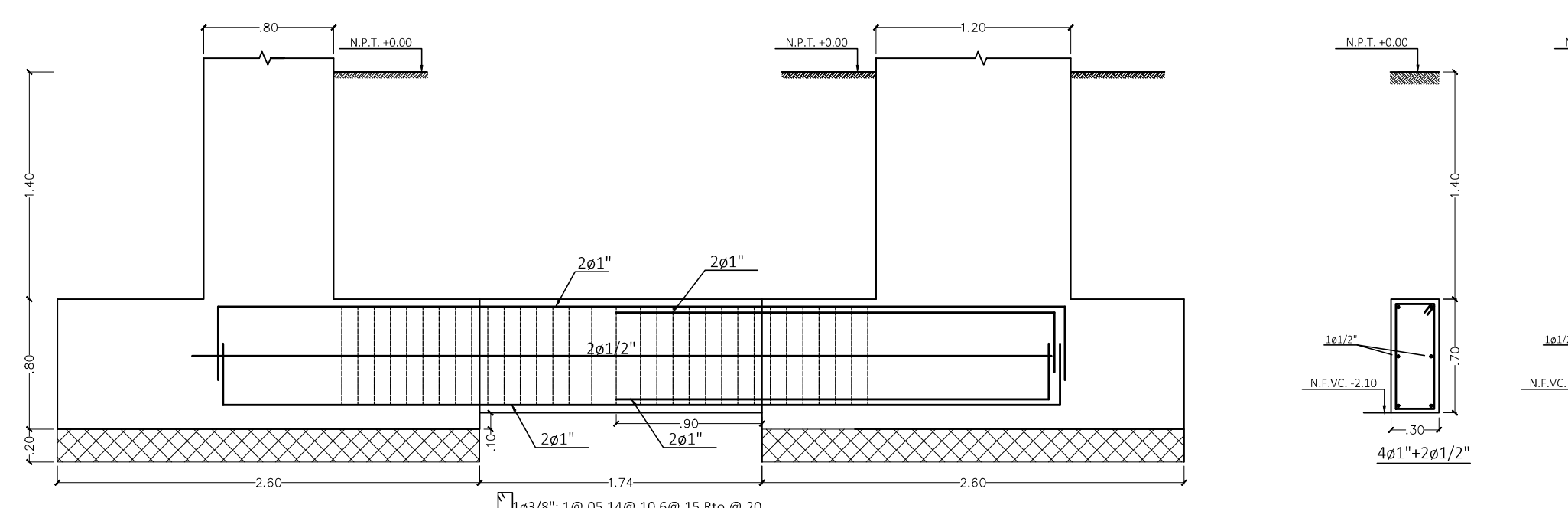


VIGA VC-9 (.30x.70)



VIGA V-6 (.40x.20)

VIGA V-7 (.25x.20)



VIGA VC-11 (.30x.70)

VALORES DE m			
h	Reforzo inferior	Reforzo superior	Reforzo lateral
30"	35	40	40
42"	45	40	40
54"	55	40	40
66"	65	40	40
78"	75	40	40
90"	85	40	40

Nota: No empalmar mas del 50% del area total del refuerzo en una misma sección

VALORES DE m			
h	Reforzo inferior	Reforzo superior	Reforzo lateral
30"	35	40	40
42"	45	40	40
54"	55	40	40
66"	65	40	40
78"	75	40	40
90"	85	40	40

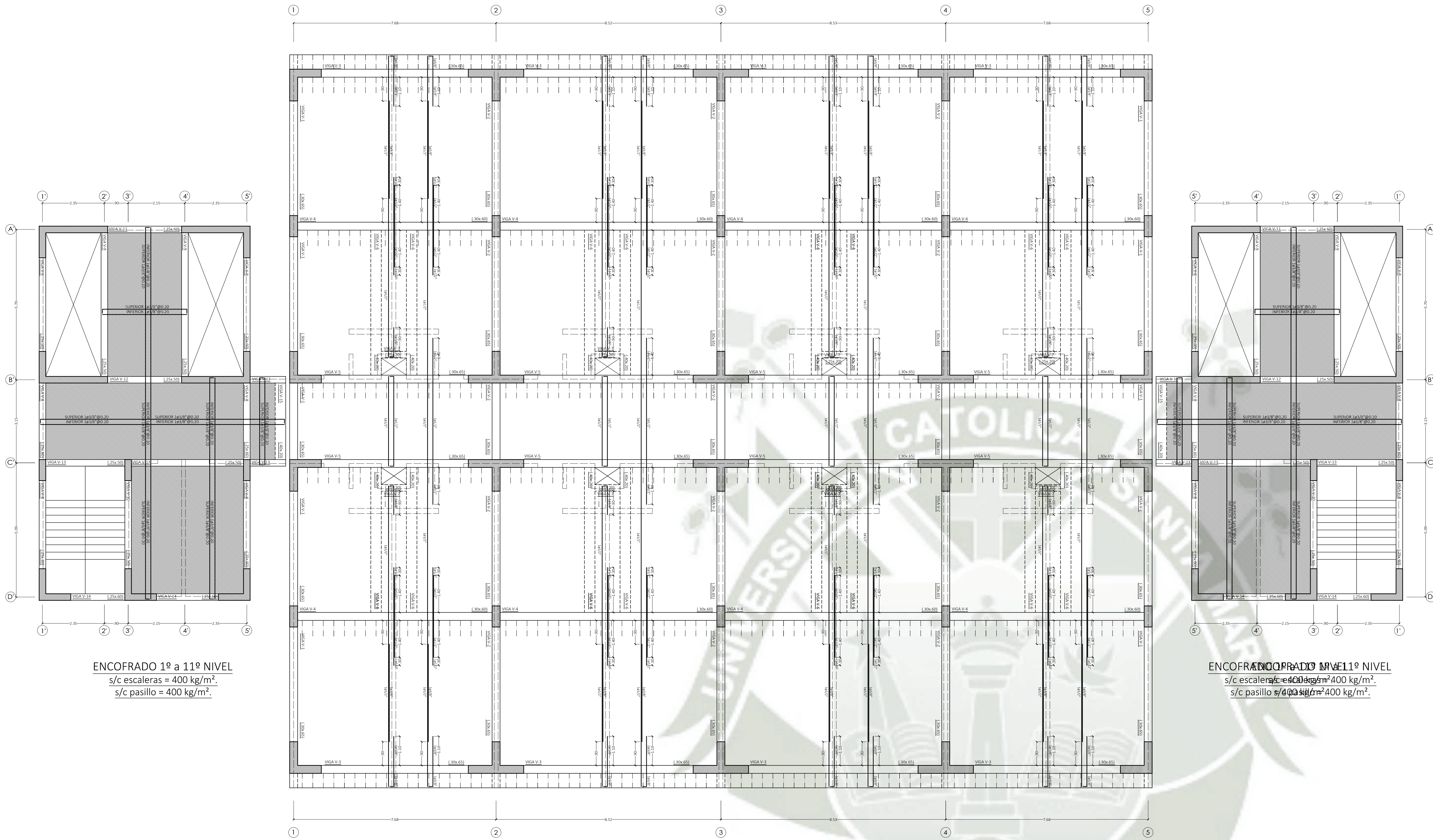
ANCLAJE DE VIGAS

VALORES DE m			
h	Reforzo inferior	Reforzo superior	Reforzo lateral
30"	35	40	40
42"	45	40	40
54"	55	40	40
66"	65	40	40
78"	75	40	40
90"	85	40	40

VALORES DE m			
h	Reforzo inferior	Reforzo superior	Reforzo lateral
30"	35	40	40
42"	45	40	40
54"	55	40	40
66"	65	40	40
78"	75	40	40
90"	85	40	40

VALORES DE m			
h	Reforzo inferior	Reforzo superior	Reforzo lateral
30"	35	40	40
42"	45	40	40
54"	55	40	40
66"	65	40	40
78"	75	40	40
90"	85	40	40

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



ENCOFRADO 1º a 11º NIVEL
s/c escaleras = 400 kg/m².
s/c pasillo = 400 kg/m².

ENCOFRADO 1º a 10º NIVEL
s/c oficinas = 350 kg/m².
s/c pasillo = 400 kg/m².

ENCOFRADO 1º a 11º NIVEL
s/c escaleras = 400 kg/m².
s/c pasillo = 400 kg/m².

VALORES DE m			
h	Refruerzo inferior	Refruerzo superior	h/20
30"	35	40	45
36"	45	50	60
42"	60	65	75
48"	70	80	90
54"	85	95	105

Nota: No empalmar mas del 50% del area total del refuerzo en una misma sección

h	e
30"	10"
36"	12"
42"	14"
48"	16"
54"	18"

ANCLAJE DE VIGAS

Ø	r	a
1/4"	2cm	10cm
3/8"	3cm	13cm

LONGITUD DE EMPALME (L)	
#12"	50
#14"	60
#16"	70
#18"	100

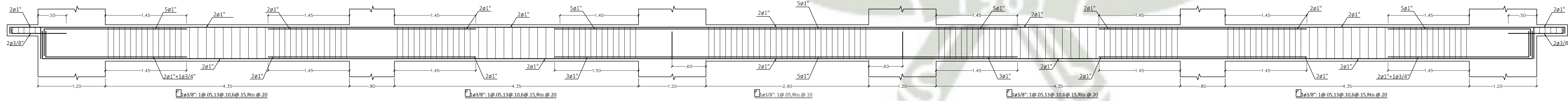
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

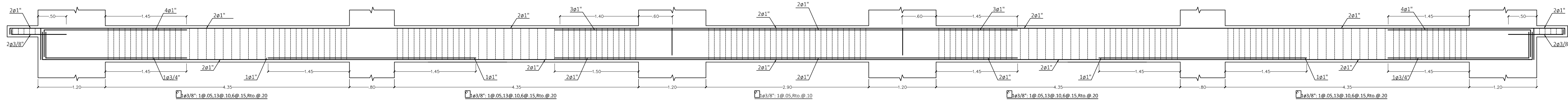
DETALLE LOSA MACIZA

(Los aleros de la losa maciza estan especificados en planta. Para ambas direcciones deberan estar espaciados como minimo a 0.20m.)

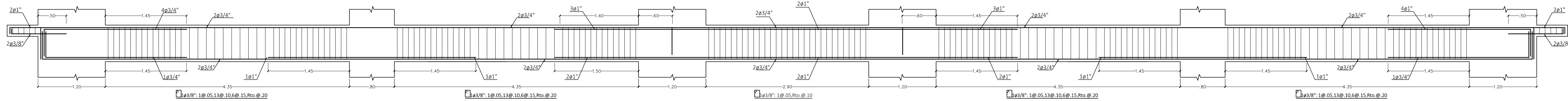
DETALLE ALIGERADO
h=20
ESC:1/25



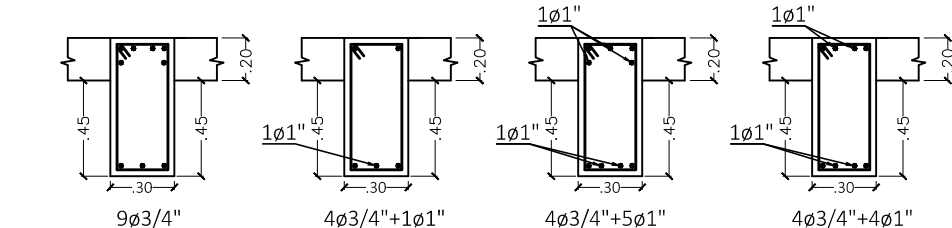
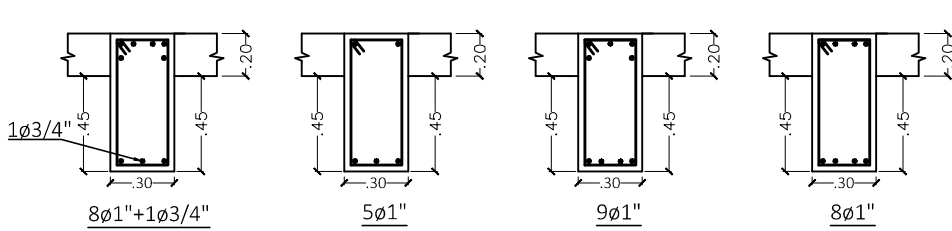
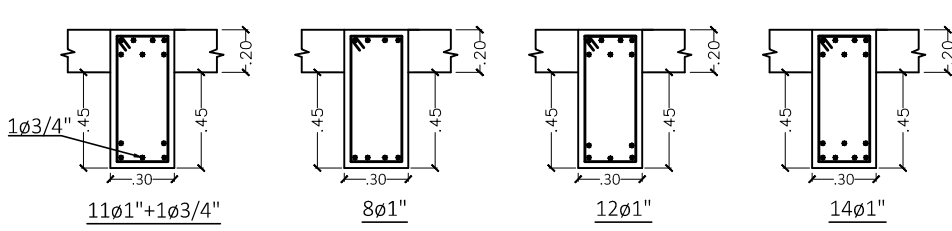
VIGA V-1A (.30X.65)
Del 1er Nivel @ 5to Nivel

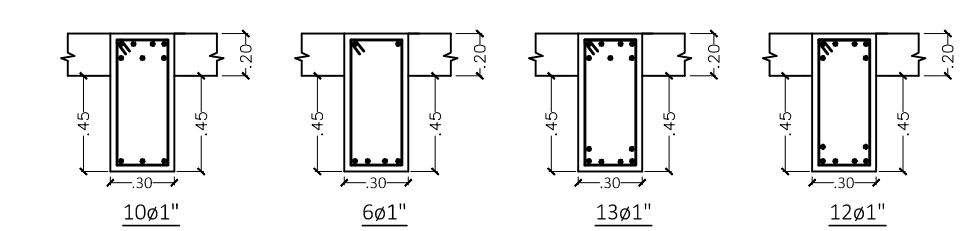


VIGA V-1B (.30X.65)
Del 6to Nivel @ 8vo Nivel

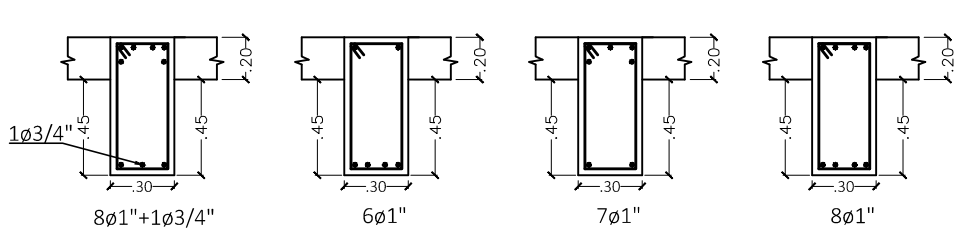


VIGA V-1C (.30X.65)
Del 9no Nivel @ 10mo Nivel

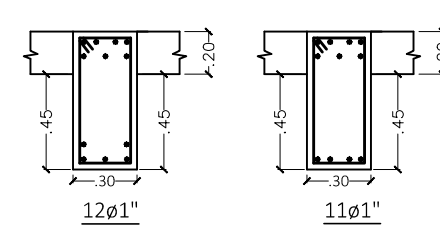




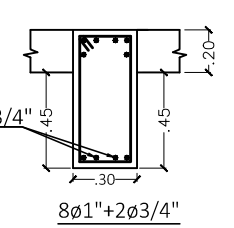
VIGA V-2A (.30X.65)
Del 1er Nivel @ 7mo Nivel



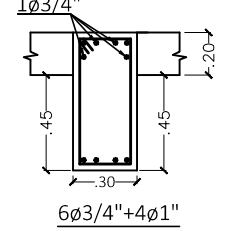
VIGA V-2B (.30X.65)
Del 8vo Nivel @ 10mo Nive



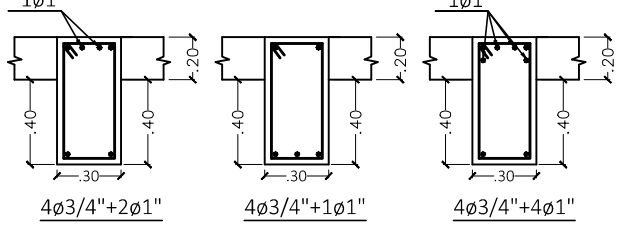
VIGA V-3A (.30X.65)
Del 1er Nivel @ 5to Nivel



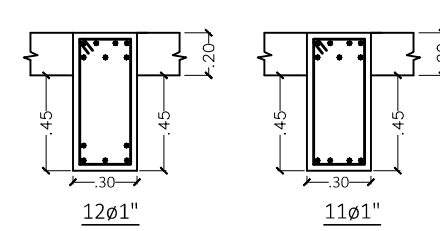
VIGA V-3B (.30X.65)
Del 6to Nivel @ 7mo Nivel



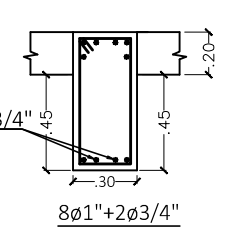
VIGA V-3C (.30X.65)
Del 8vo Nivel @ 10mo Nive



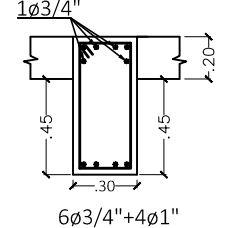
VIGA V-4A (.30X.60)
Del 1er Nivel @ 10mo Nive



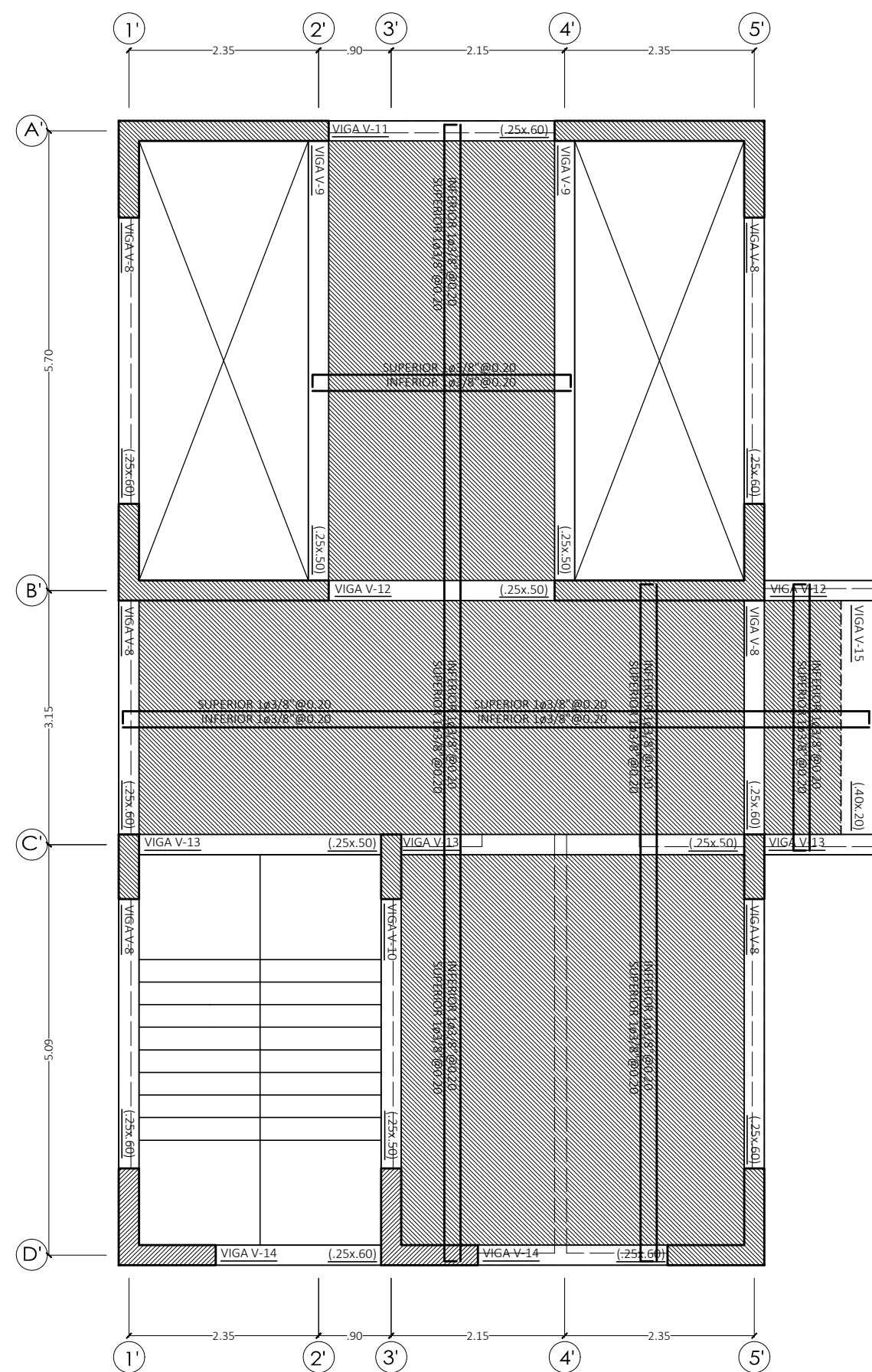
VIGA V-5A (.30X.65)
Del 1er Nivel @ 5to Nivel



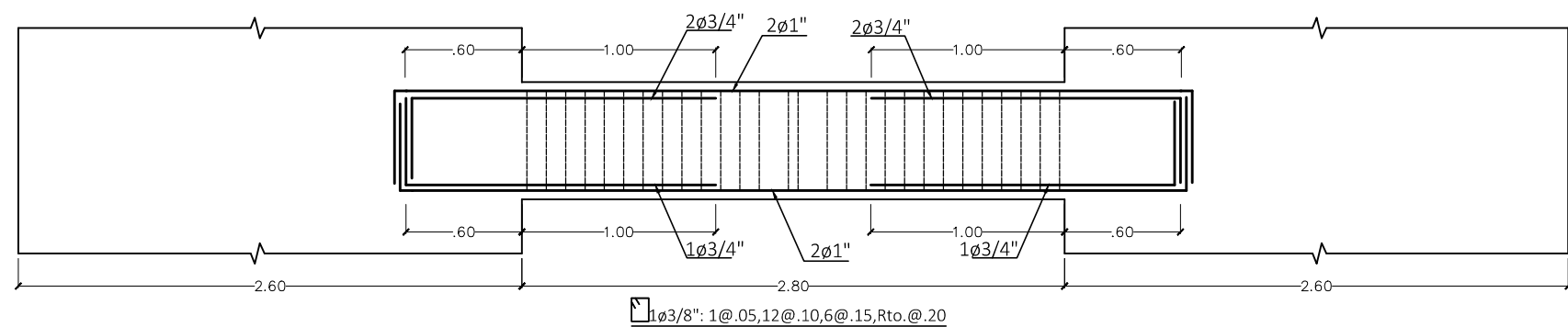
VIGA V-5B (.30X.65)
Del 6to Nivel @ 7mo Nivel



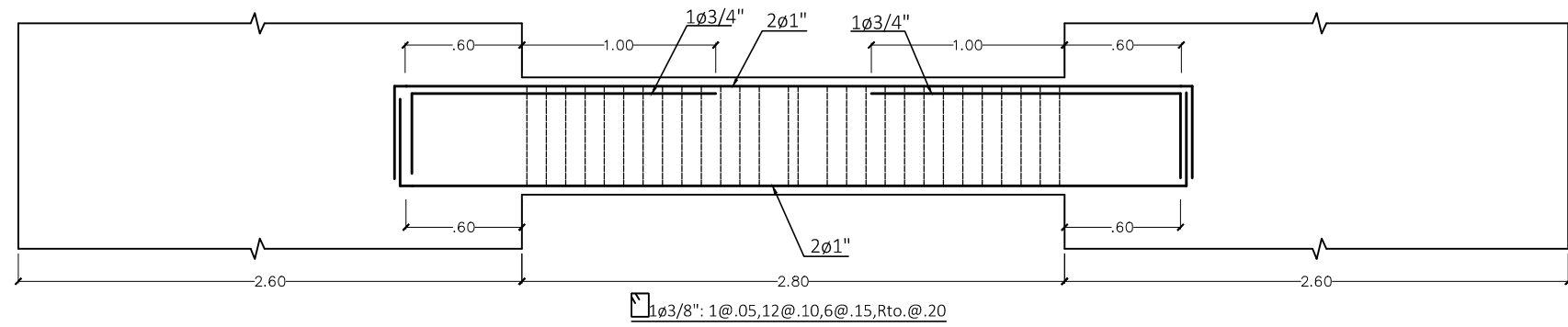
VIGA V-5C (.30X.65)
Del 8vo Nivel @ 10mo Nivel



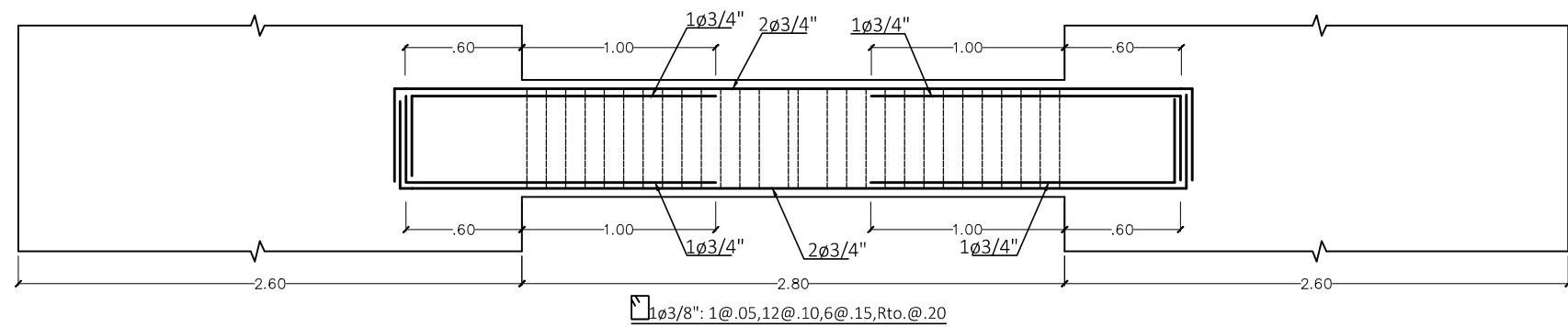
ENCOFRADO 1º a 11º NIVEL
s/c escaleras = 400 kg/m².
s/c pasillo = 400 kg/m².



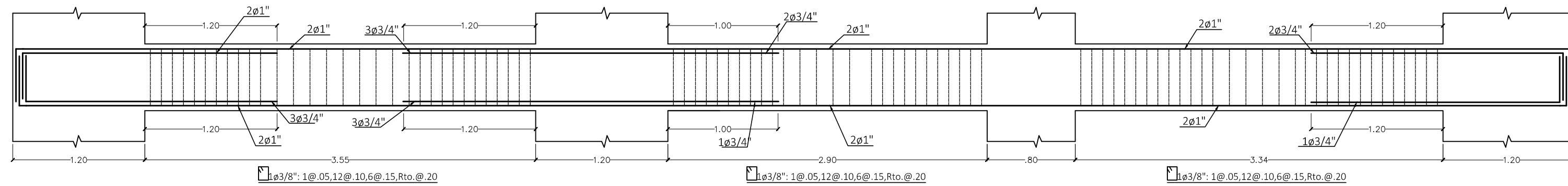
VIGA V-11A (.25X.60)
Del 1er Nivel @ 6to Nivel



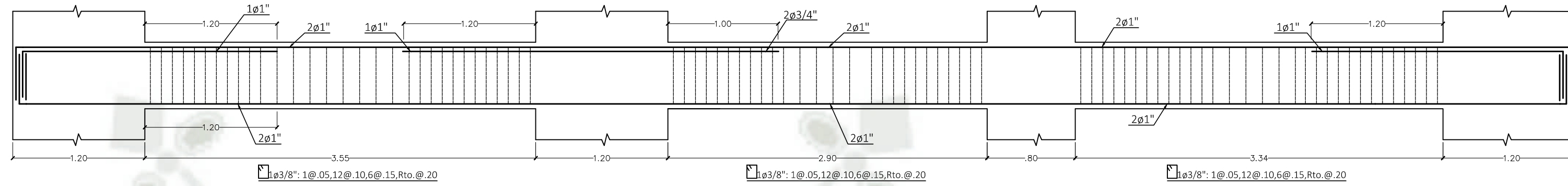
VIGA V-11B (.25X.60)
Del 7mo Nivel @ 9no Nivel



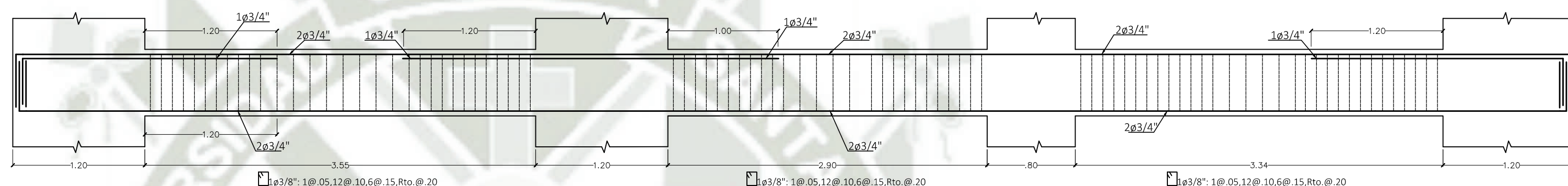
VIGA V-11C (.25X.60)
Del 10mo Nivel @ 11avo Nivel



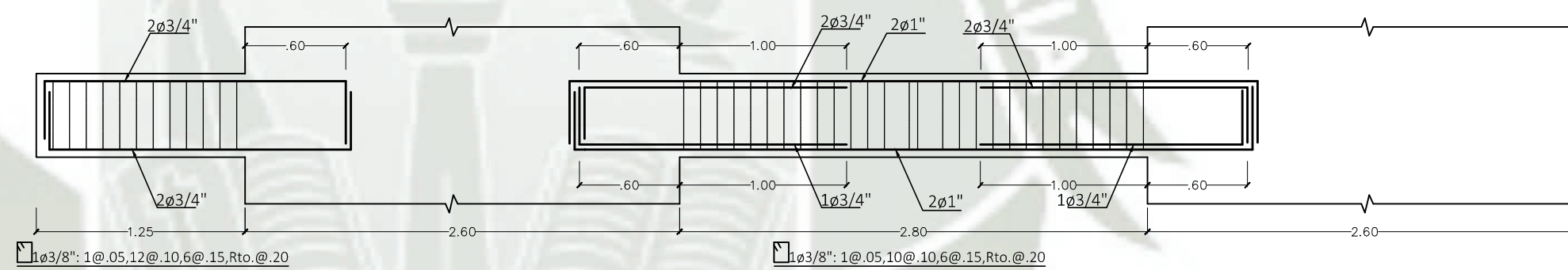
VIGA V-8A (.25X.60)
Del 1er Nivel @ 6to Nivel



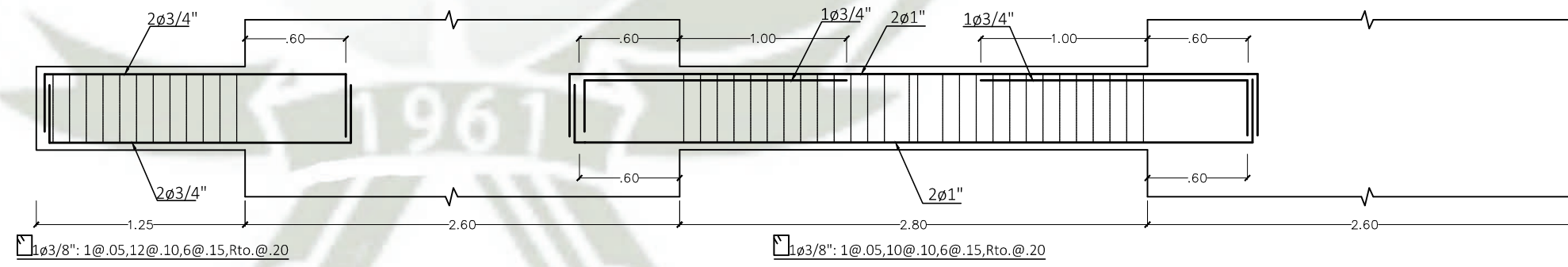
VIGA V-8B (.25X.60)
Del 7mo Nivel @ 9no Nivel



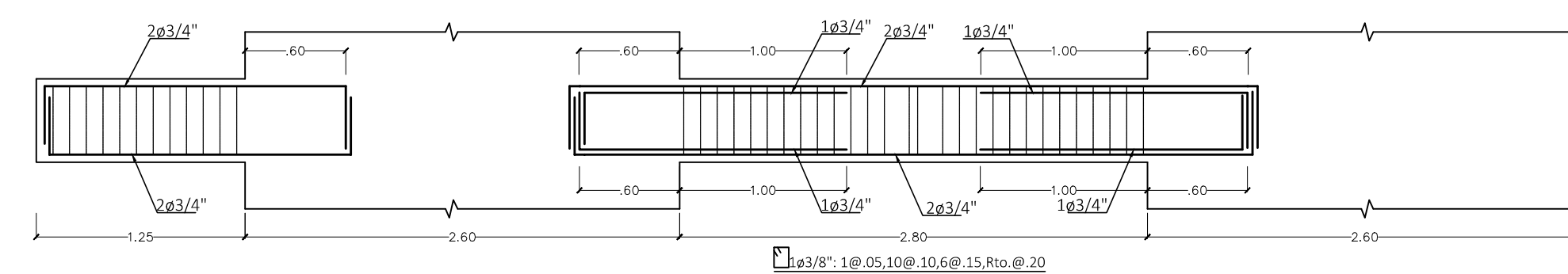
VIGA V-8C (.25X.60)
Del 10mo Nivel @ 11avo Nivel



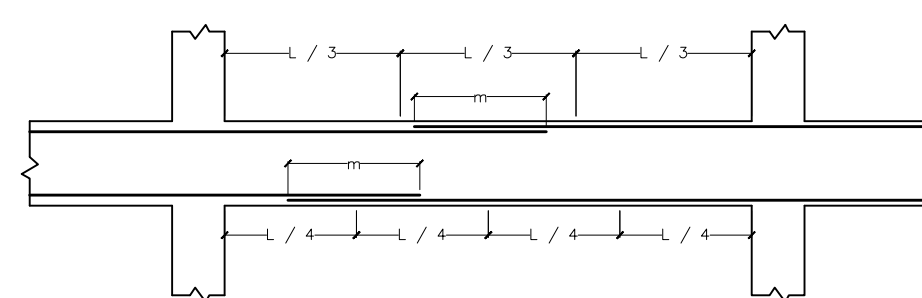
VIGA V-12A (.25X.50)
Del 1er Nivel @ 6to Nivel



VIGA V-12B (.25X.50)
Del 7mo Nivel @ 9no Nivel

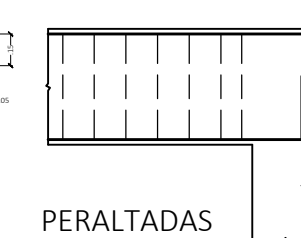
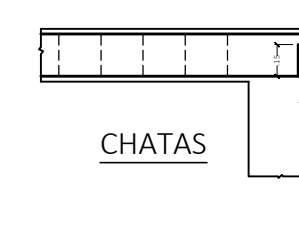


VIGA V-12C (.25X.50)
Del 10mo Nivel @ 11avo Nivel



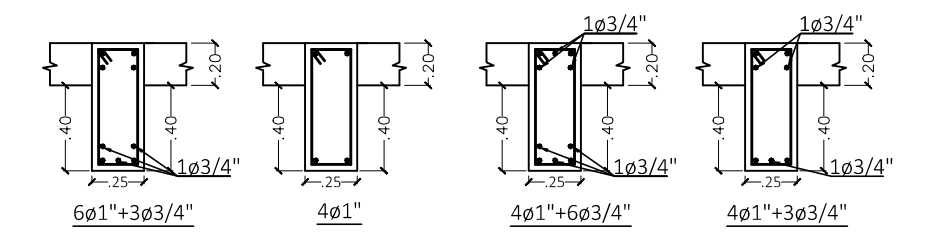
Nota: No empalmar mas del 50% del area
total del refuerzo en una misma sección

VALORES DE m			
ø	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	H=30
3/8"	H cualquiera	H=30	45
1/2"	45	40	60
5/8"	60	45	75
3/4"	70	50	90
1"	115	90	145

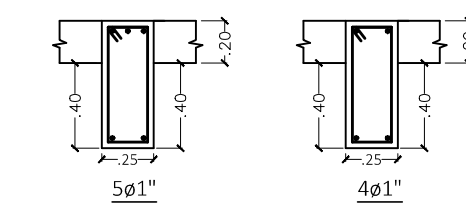


ø	r	a
3/8"	20	10
1/2"	30	15
5/8"	35	20
3/4"	40	25
1"	55	35

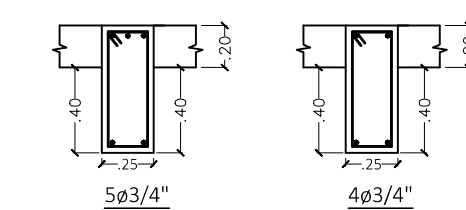
ANCLAJE DE VIGAS



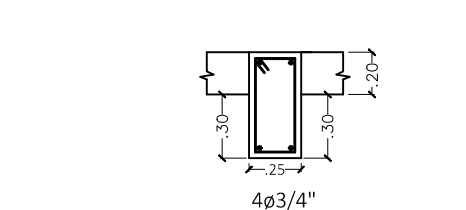
VIGA V-9 (.25X.50)



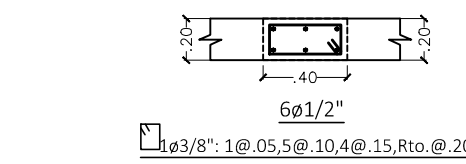
VIGA V-10 (.25X.50)



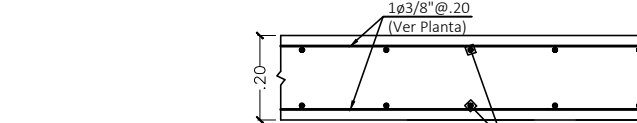
VIGA V-15 (.40X.20)



VIGA V-9 (.25X.50)

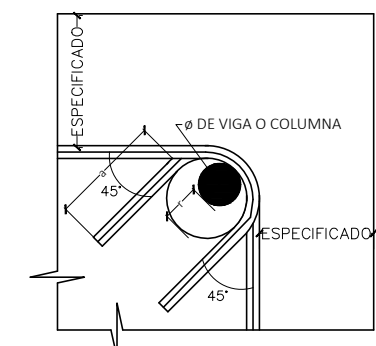


VIGA V-10 (.25X.50)

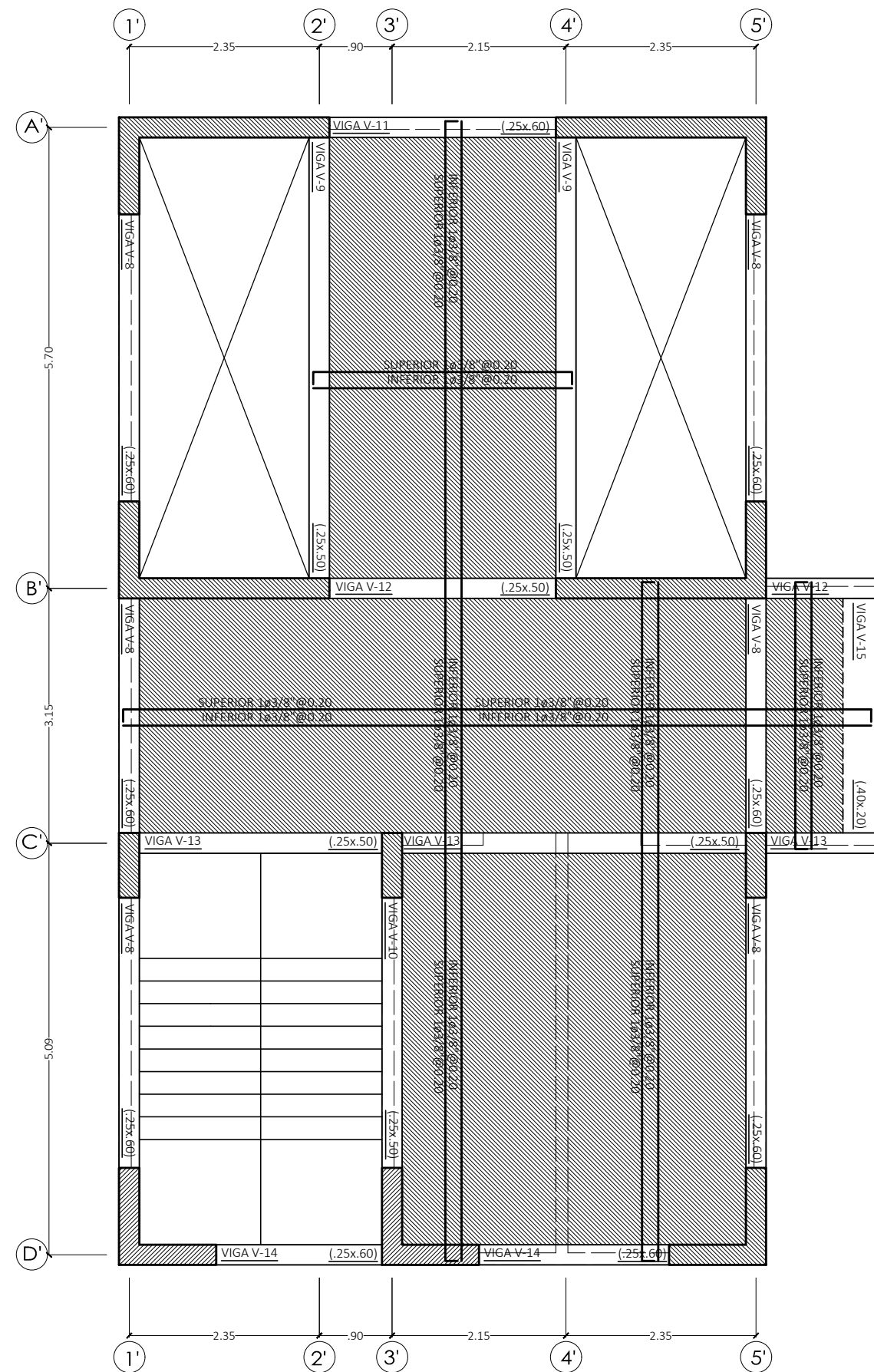


VIGA V-15 (.40X.20)

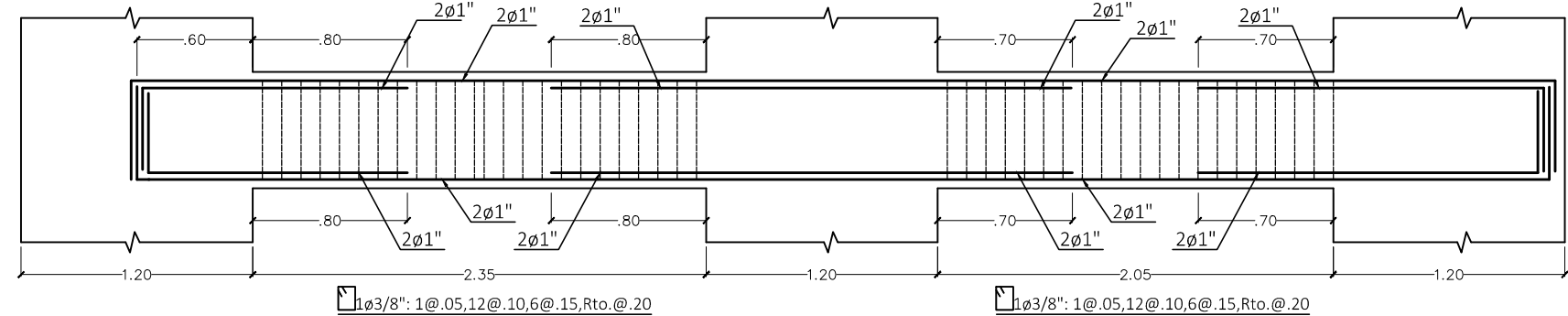
DETALLE LOSA MACIZA
(Los aceros de la losa maciza estan especificados en planta. Para ambas direcciones deberan estar espaciados como minimo a 0.20m.).



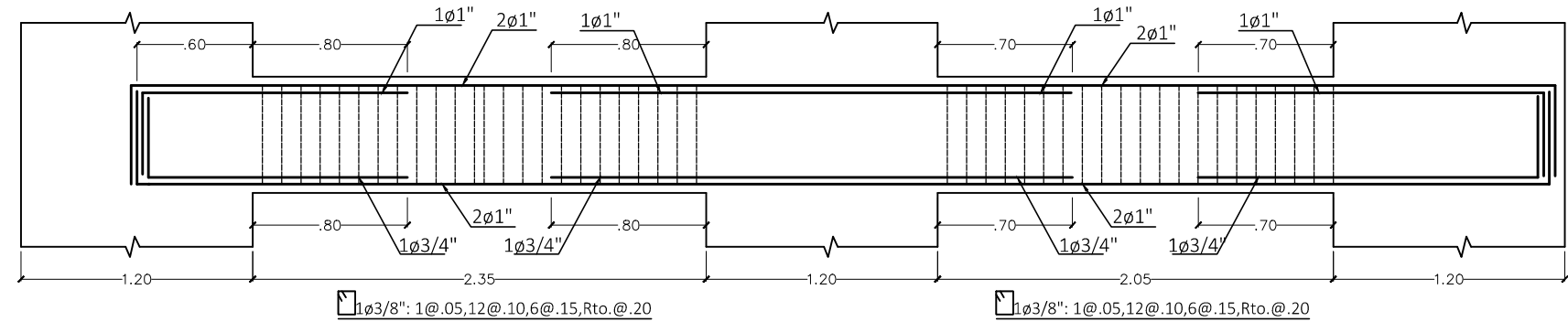
ø	r	a
1/4"	2cm	10cm
3/8"	3cm	13cm



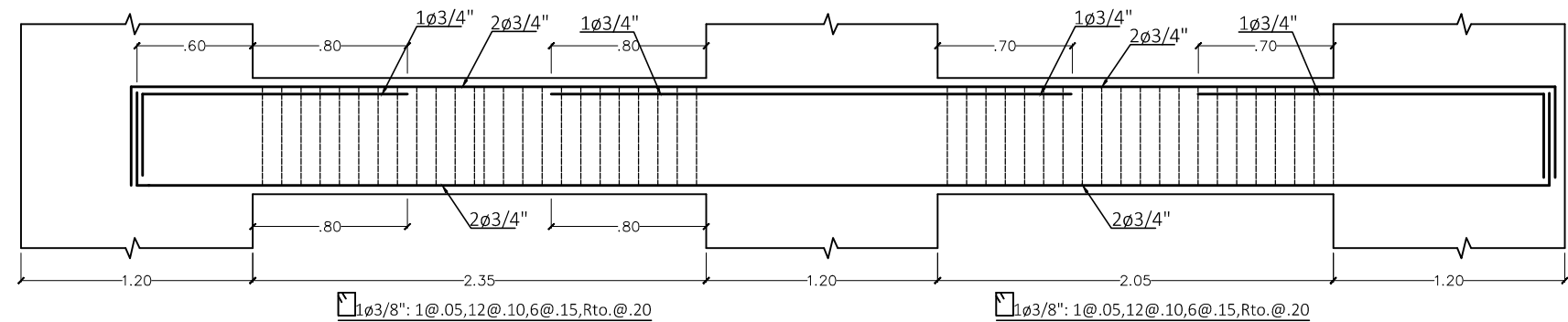
ENCOFRADO 1º a 11º NIVEL
s/c escaleras = 400 kg/m².
s/c pasillo = 400 kg/m².



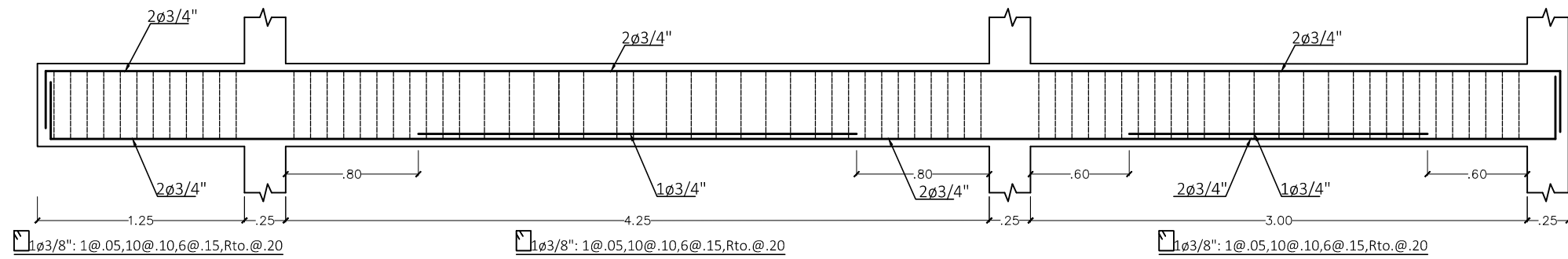
VIGA V-14A (.25X.60)
Del 1er Nivel @ 6to Nivel



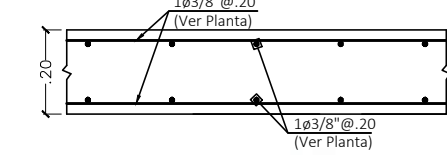
VIGA V-14B (.25X.60)
Del 7mo Nivel @ 9no Nivel



VIGA V-14C (.25X.60)
Del 10mo Nivel @ 11avo Nivel

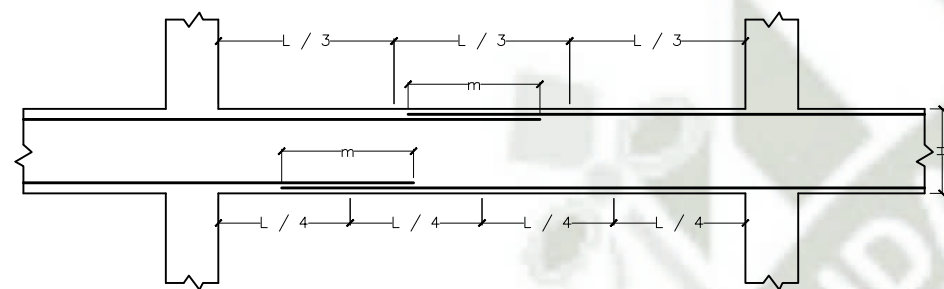


VIGA V-13 (.25X.50)
Del 1er Nivel @ 11avo Nivel



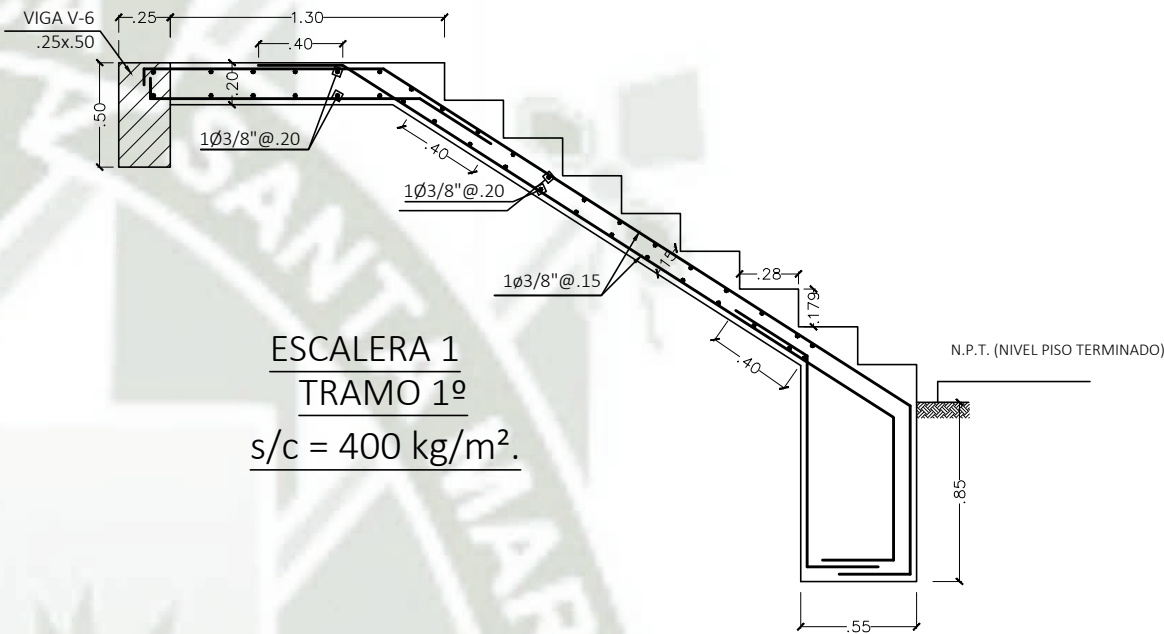
DETALLE LOSA MACIZA

(Los aceros de la losa maciza estan especificados en planta. Para ambas direcciones deberan estar espaciados como minimo a 0.20m.).

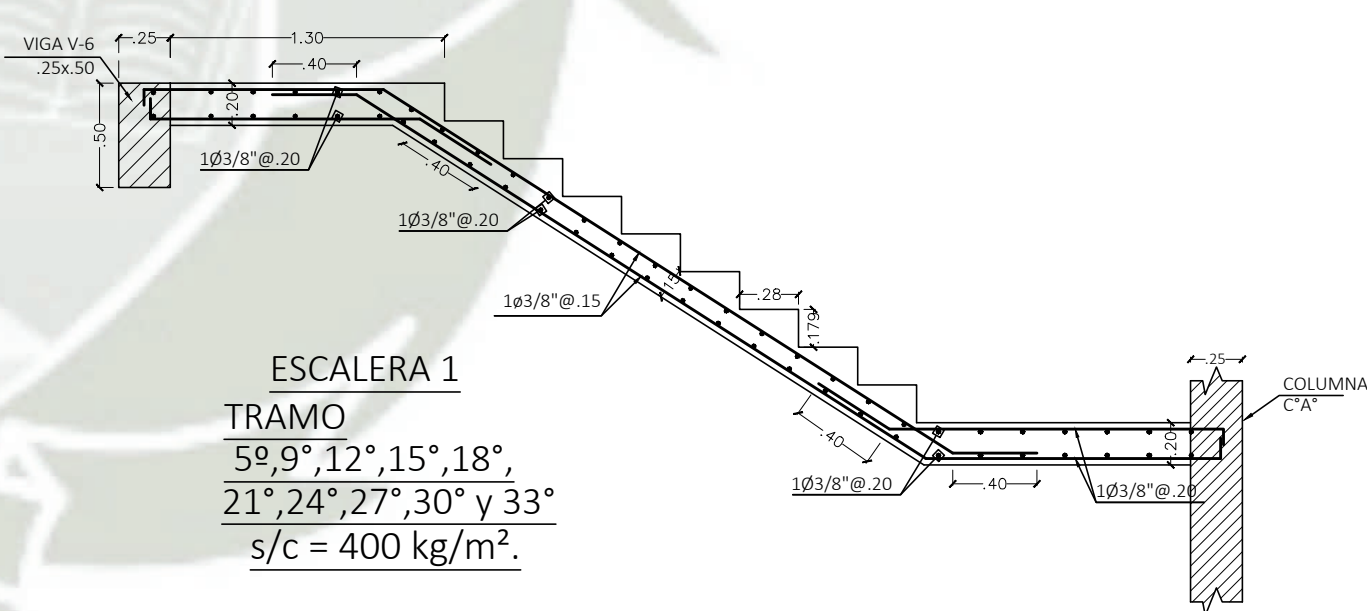


Nota: No empalmar mas del 50% del area total del refuerzo en una misma sección

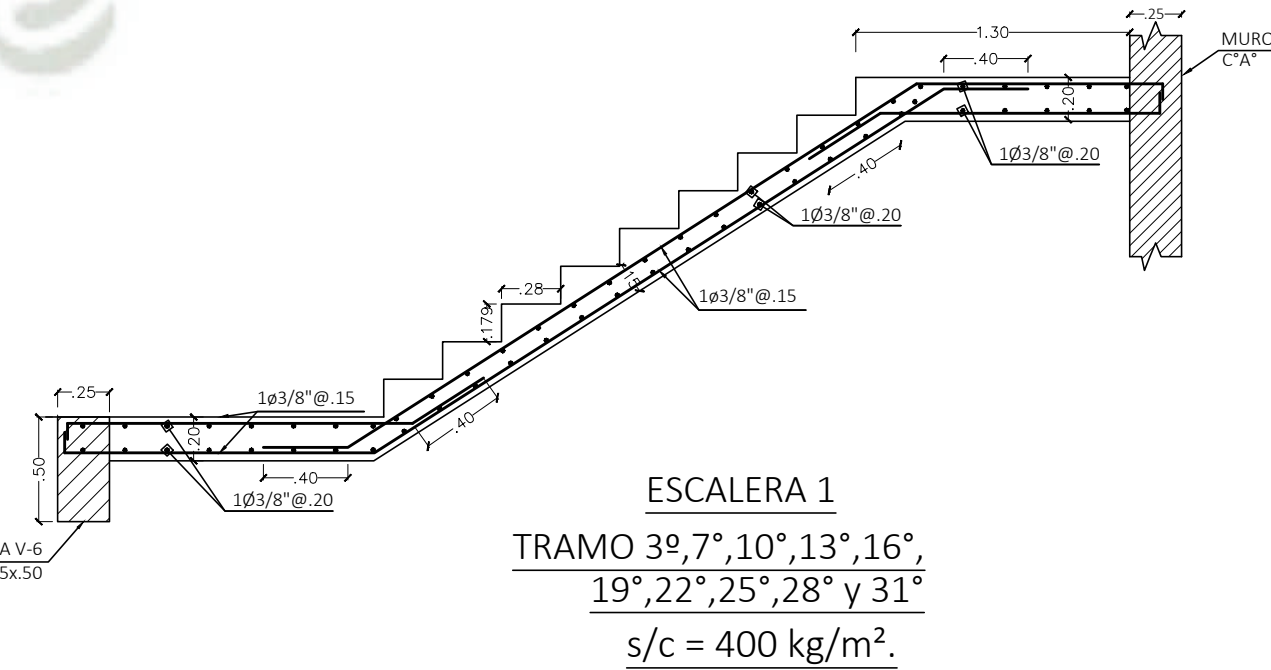
VALORES DE m			
ø	Refuerzo inferior H cualquier	Refuerzo superior H<30	Refuerzo superior H>30
3/8"	35	40	45
1/2"	45	40	60
5/8"	60	45	75
3/4"	70	50	90
1"	115	90	145



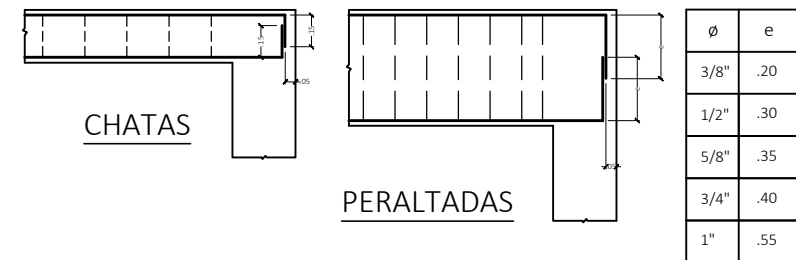
ESCALERA 1
TRAMO 1º
s/c = 400 kg/m².



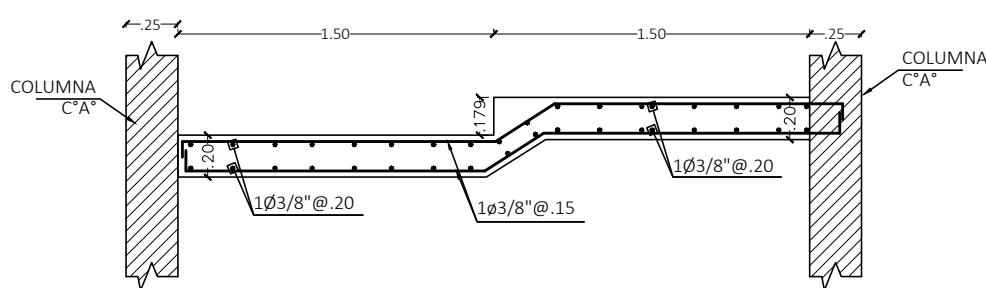
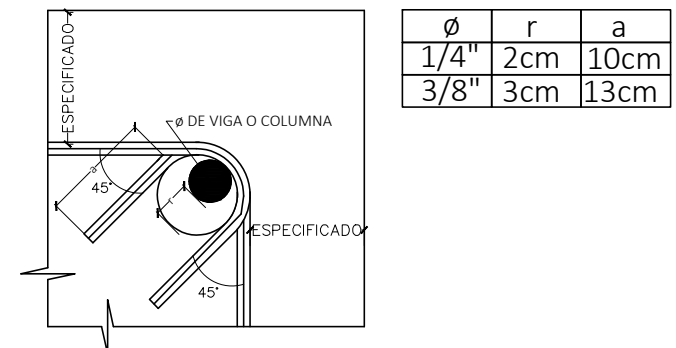
ESCALERA 1
TRAMO 2º y 3º
s/c = 400 kg/m².



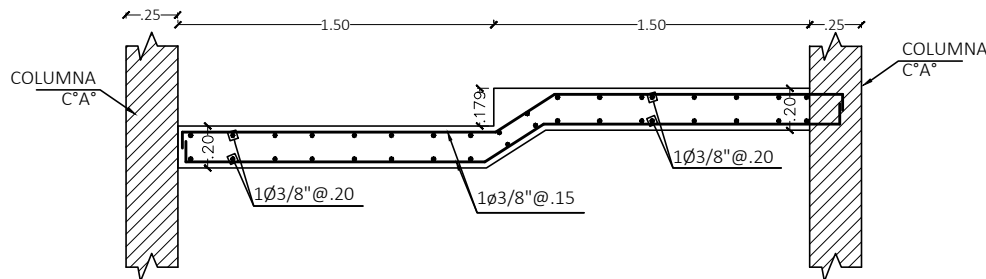
ESCALERA 1
TRAMO 4º y 5º
s/c = 400 kg/m².



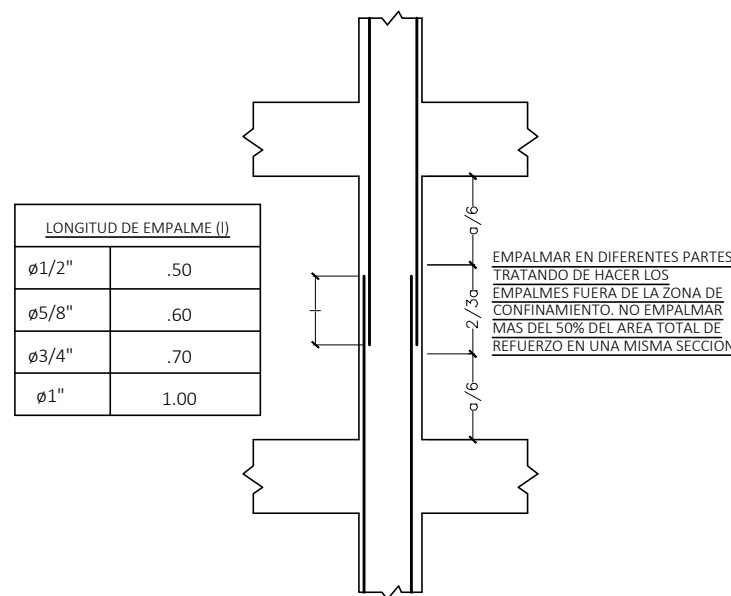
ANCLAJE DE VIGAS



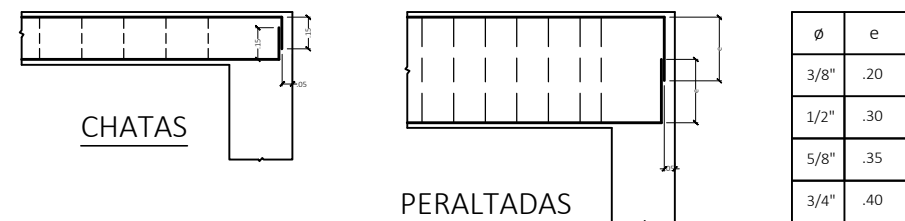
ESCALERA 2
TRAMO 2º y 6º
s/c = 400 kg/m².



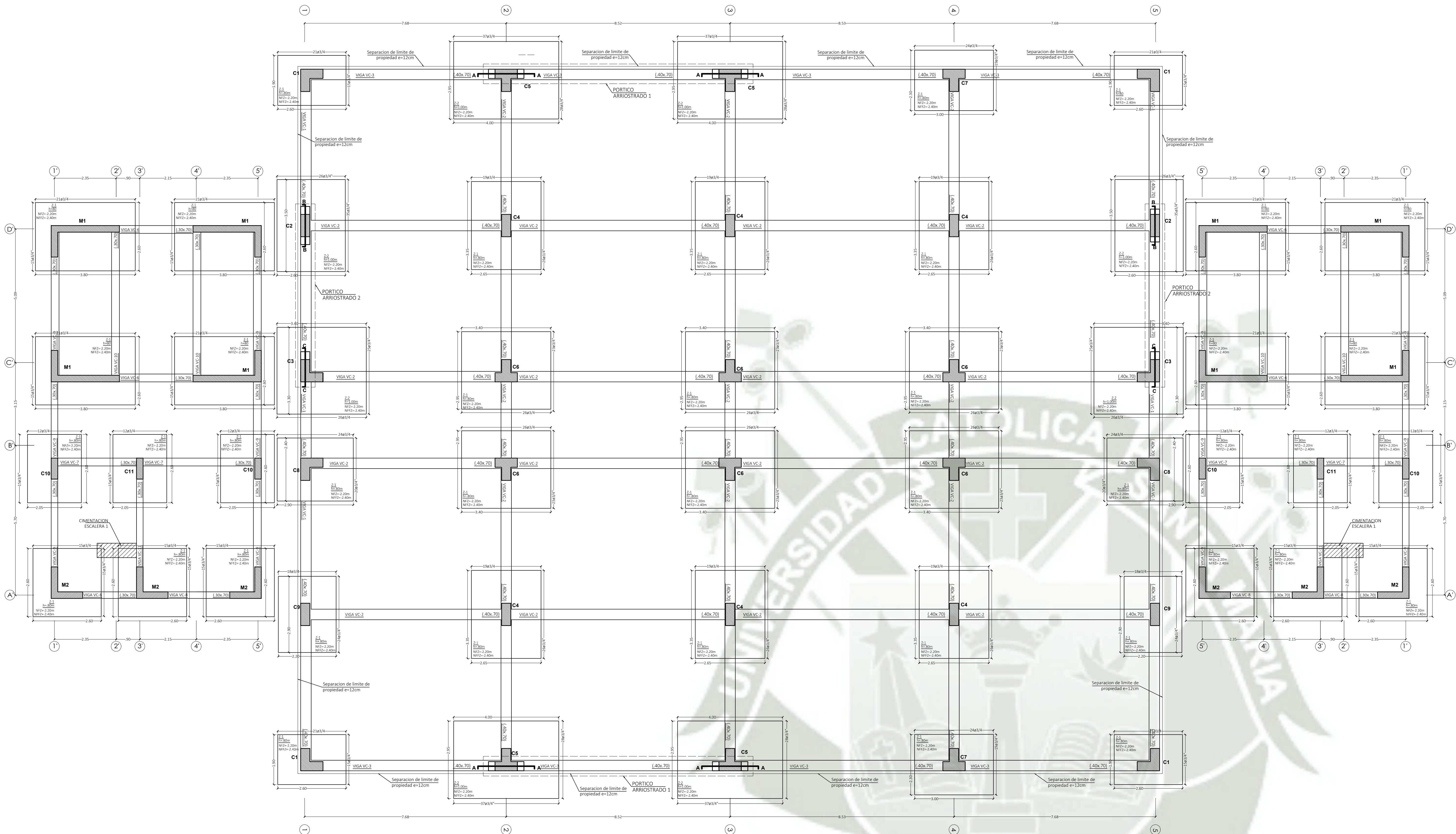
ESCALERA 4
TRAMO 4º, 8º, 11º, 14º, 17º,
20º, 23º, 26º, 29º, 32º
s/c = 400 kg/m².



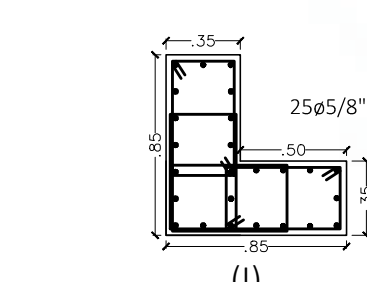
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



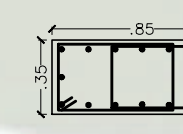
ANCLAJE DE VIGAS



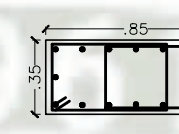
CUADRO DE COLUMNAS											
NIVEL	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C-10	C-11
1°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
2°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
3°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
4°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
5°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
6°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
7°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
8°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
9°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
10°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80
11°	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	35x85x85 Ver detalle 25x5/8"	25x80	25x80



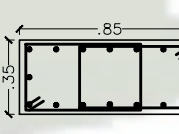
Del 1er @ 10mo Nivel



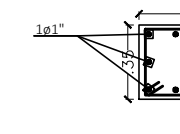
Del 1er @ 2do Nivel



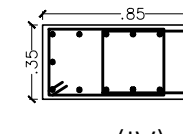
Del 3er @ 4to Nivel



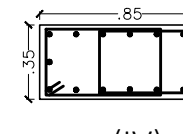
Del 5to @ 10mo Nivel



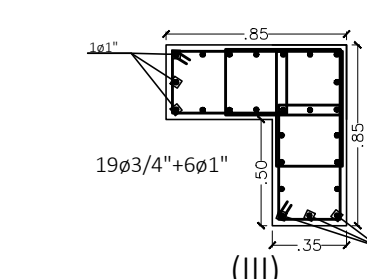
Del 2do @ 3er Nivel



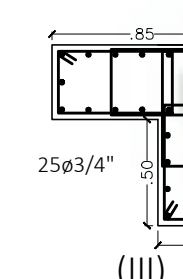
Del 4to @ 5to Nivel



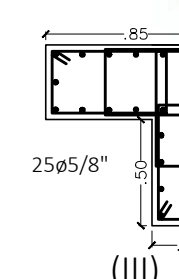
Del 6to @ 10mo Nivel



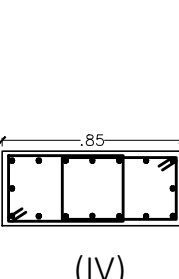
1er Nivel



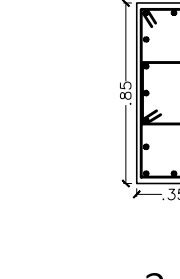
Del 2do @ 3er Nivel



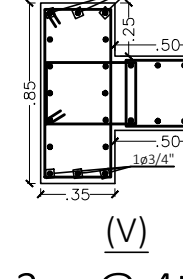
Del 4to @ 10mo Nivel



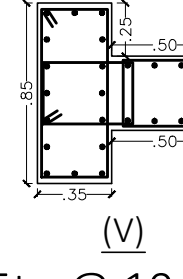
1er Nivel



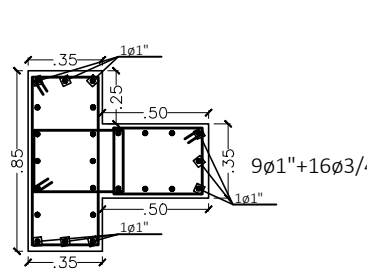
2do Nivel



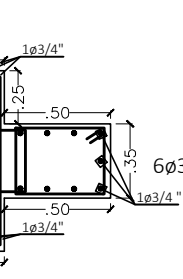
Del 3er @ 4to Nivel



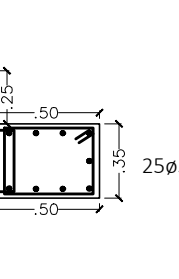
Del 5to @ 10mo Nivel



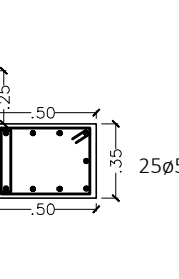
1er Nivel



Del 2do @ 3er Nivel



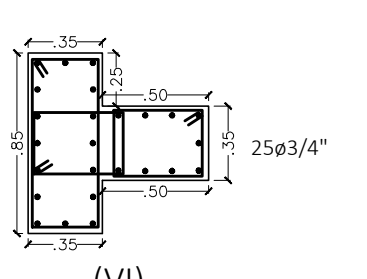
Del 4to @ 10mo Nivel



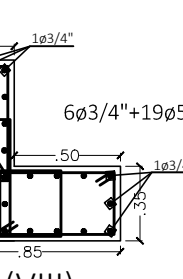
Del 1er @ 10mo Nivel



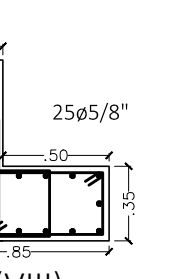
Del 1er @ 2do Nivel



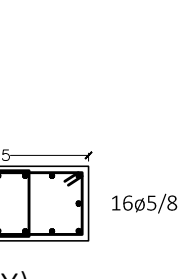
1er Nivel



Del 3er @ 5to Nivel



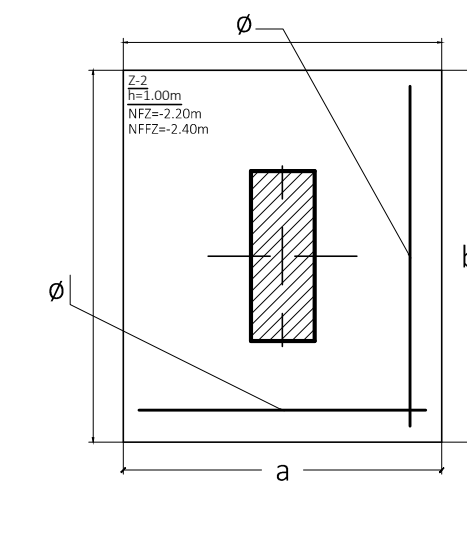
Del 6to @ 10mo Nivel



Del 1er @ 10mo Nivel



Del 4to @ 11avo Nivel

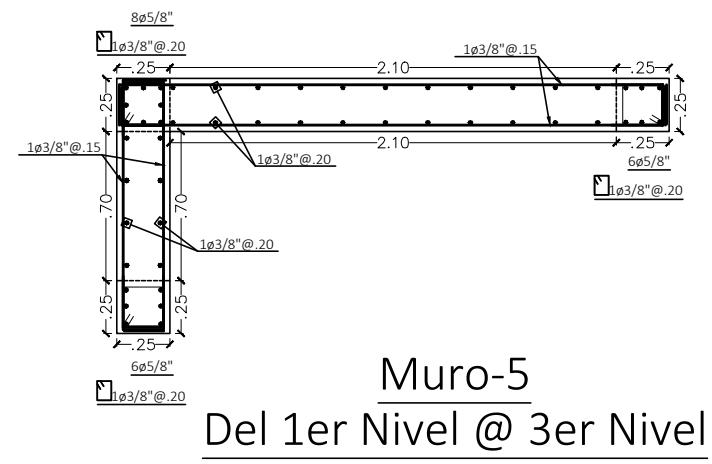


Del 3er @ 11avo Nivel

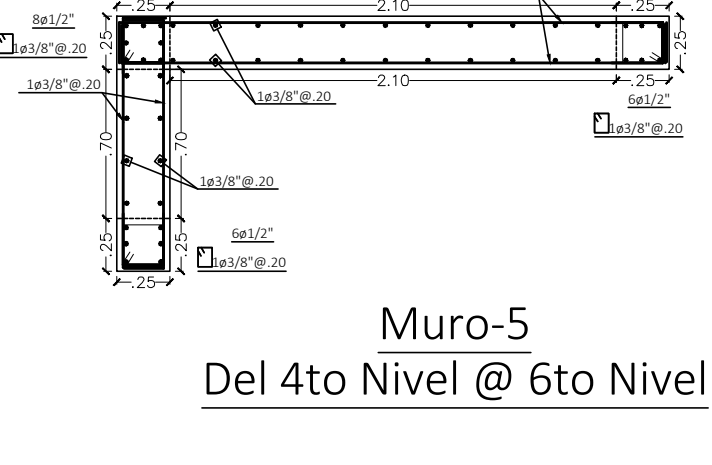


Del 4to @ 11avo Nivel

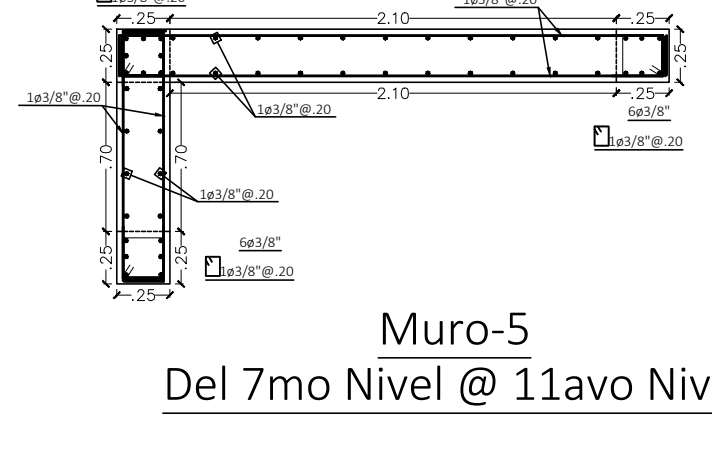
Del 4to @ 11avo Nivel



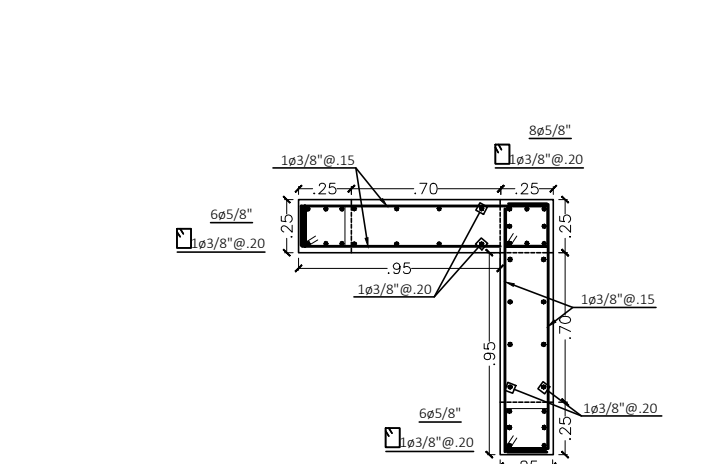
Muro-5
Del 1er Nivel @ 3er Nivel



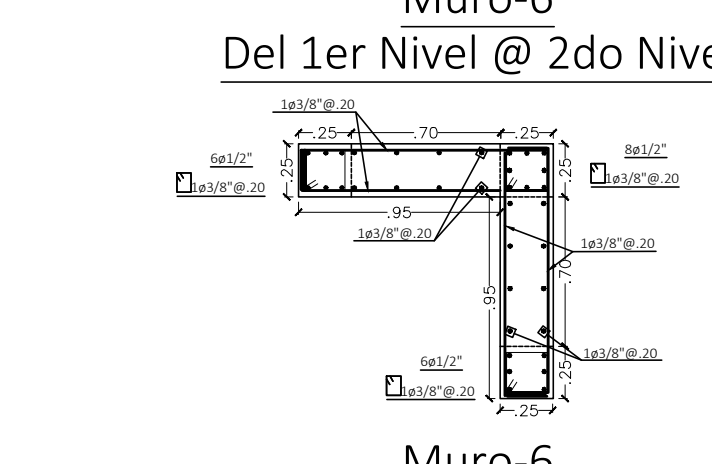
Muro-5
Del 4to Nivel @ 6to Nivel



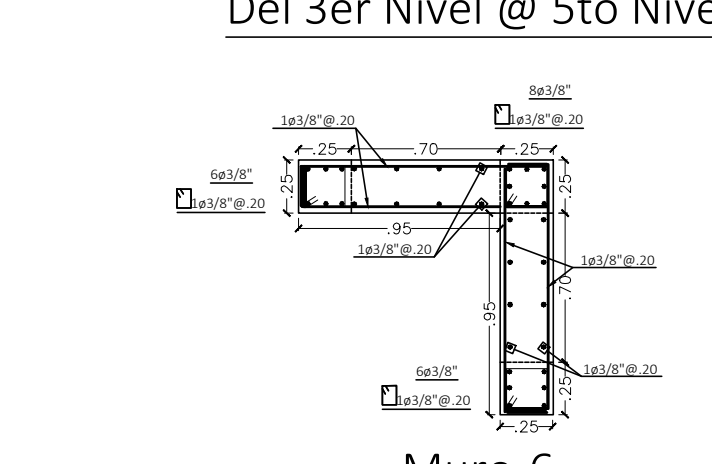
Muro-5
Del 7mo Nivel @ 11avo Nivel



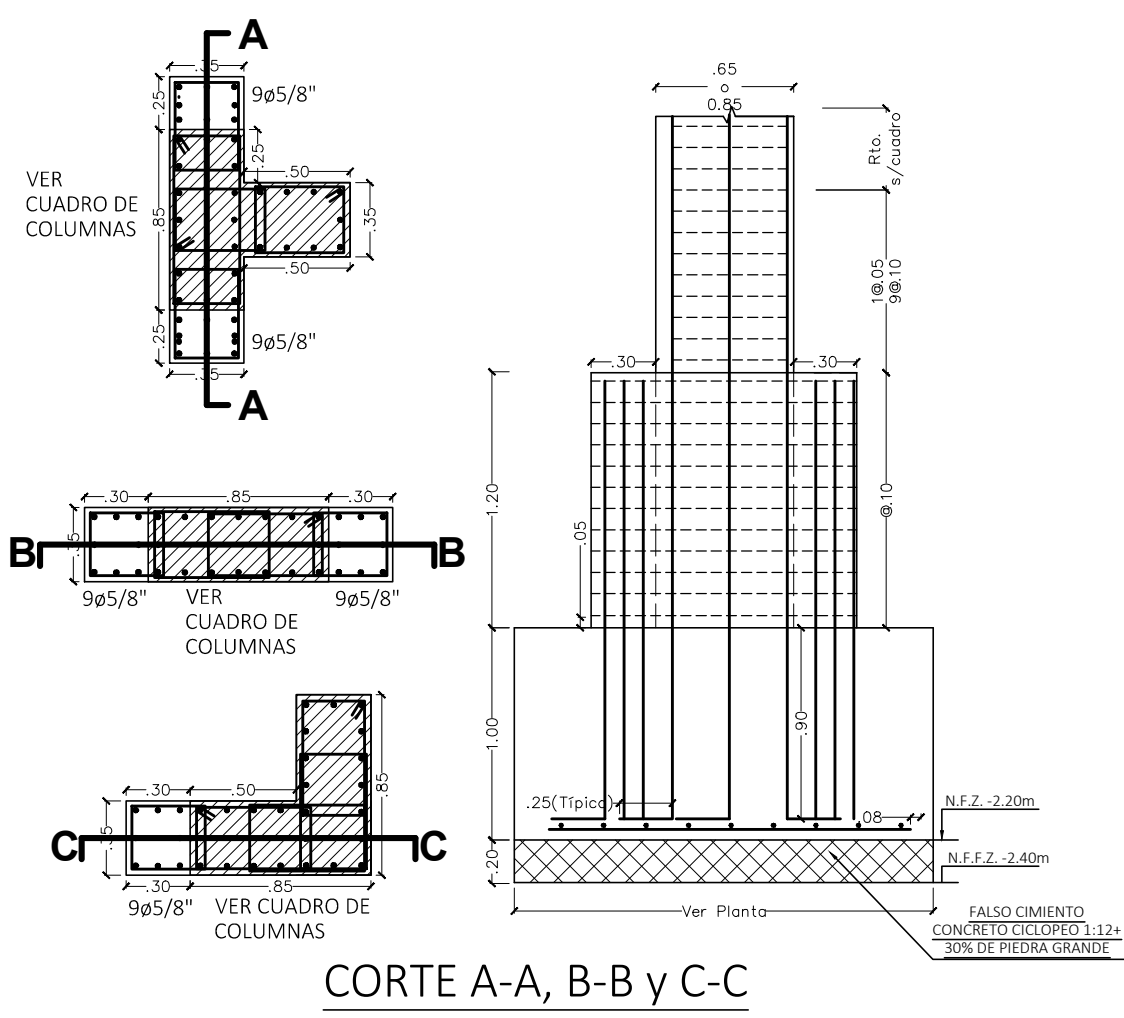
Muro-6
Del 1er Nivel @ 2do Nivel



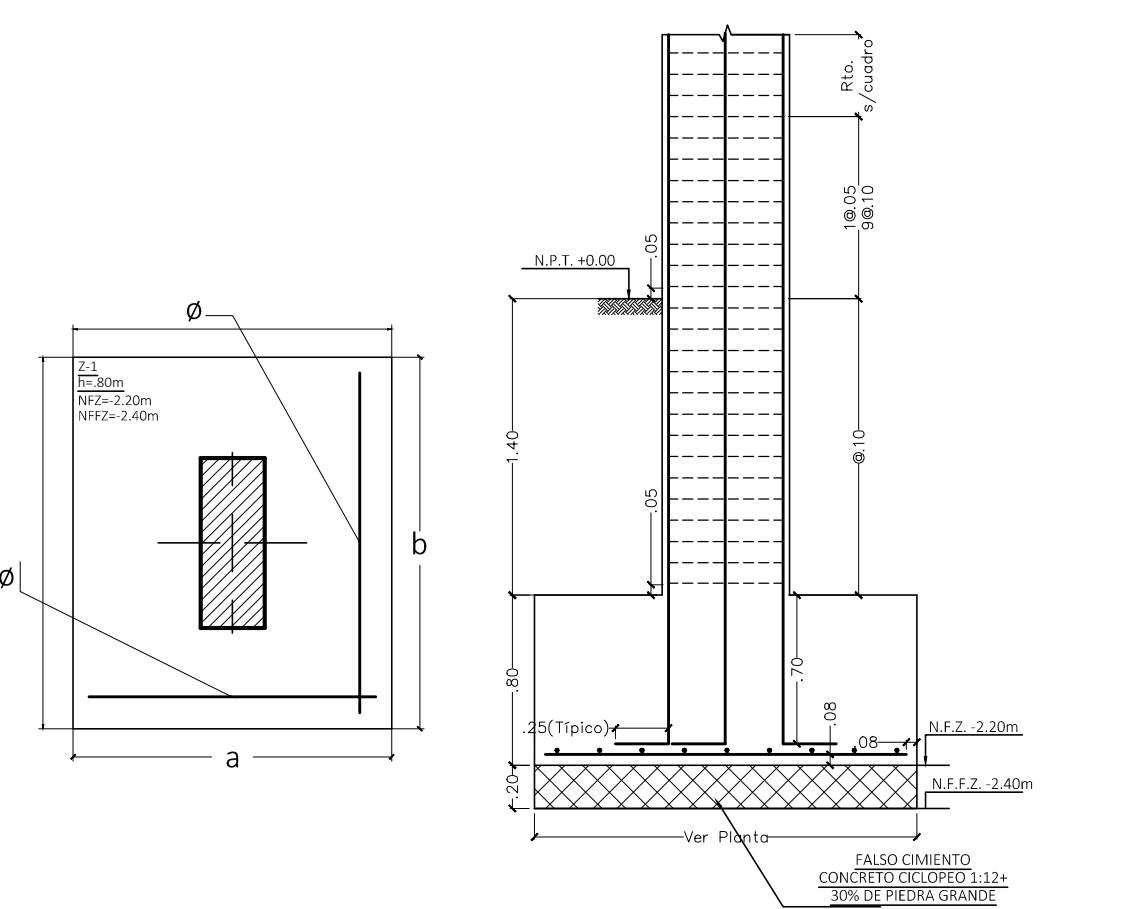
Muro-6
Del 3er Nivel @ 5to Nivel



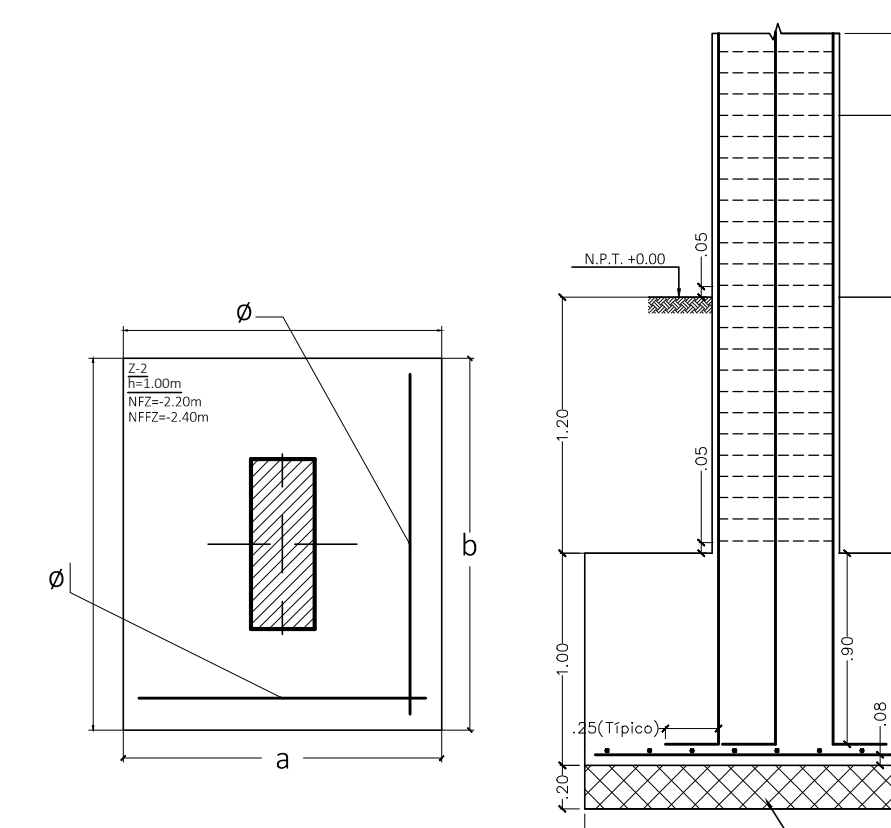
Muro-6
Del 6to Nivel @ 11avo Nivel



CORTE A-A, B-B y C-C



DETALLE DE ZAPATAS Z-1



DETALLE DE ZAPATAS Z-2

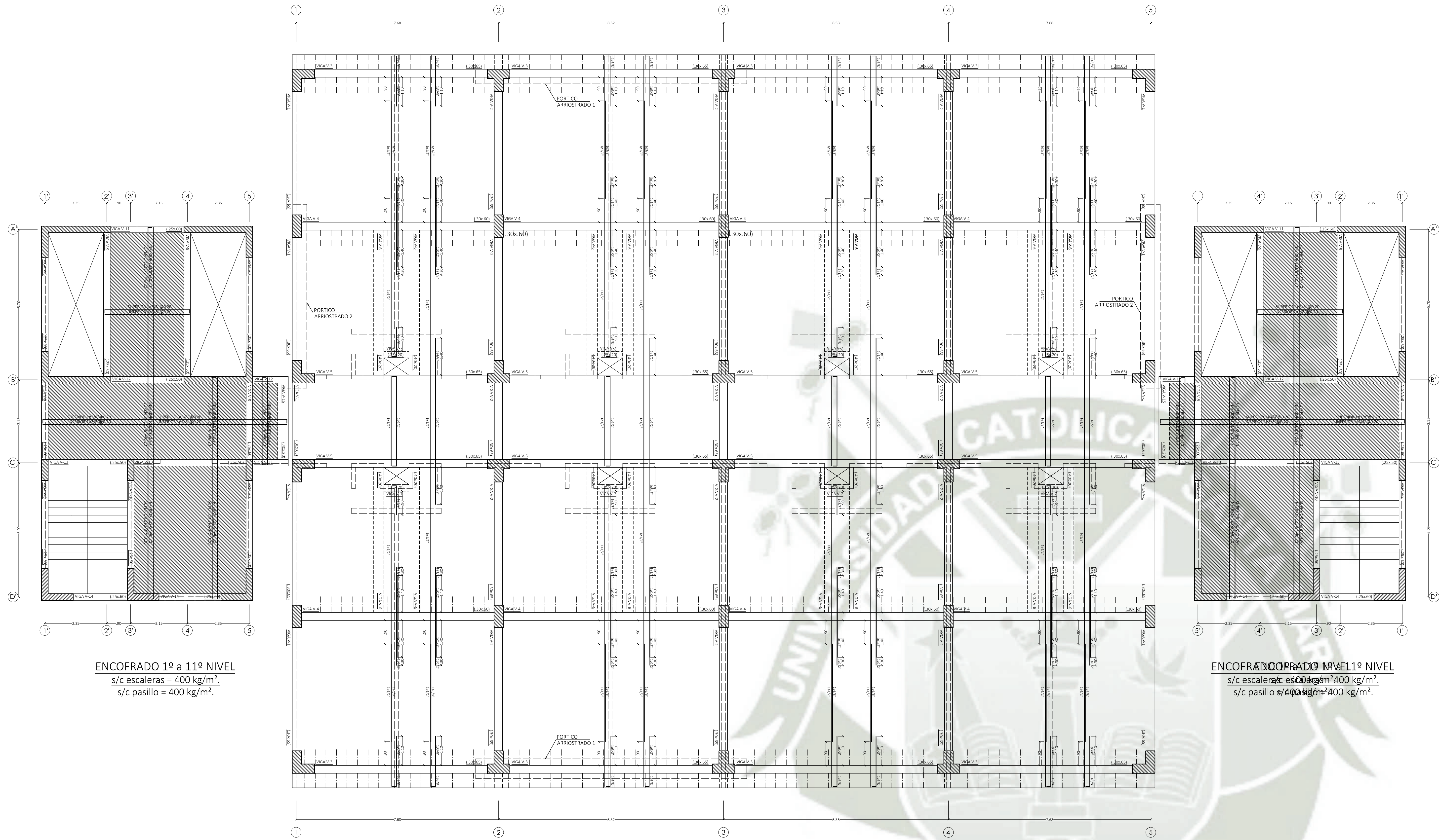
ESPECIFICACIONES GENERALES
f'c=280 kg/cm² a los 28 Días
fy=4200 kg/cm²
S/C= indicadas
RECURRIMENTOS
Columnas - Vigas =4.0cm
Aligerado- Losas - Vigas chatas =2.0cm
Zapatas =7.0cm
E.O.O.CARGAS
E.O.O.DISEÑO SIMORRESISTENTE
E.O.O.SUELOS Y CIMENTACIONES
E.O.O.CONCRETO ARMADO
E.O.O. ESTRUCTURAS METALICAS

ESTUDIO DE SUELOS
σ(Z. Asistidas) =4.62 kg/cm²
σ(Z. Corridas) =4.62 kg/cm²
Profundidad de Desplante
DF (Zapatas) =2.40 m
DF (Z. Corridas) =2.40 m
Asentamiento Maximo Permitido =2.54 cm
TIPO DE CIMENTACIONES
- Zapatas Asistidas
- Zapatas Corridas

BLOQUE DE ESCALERAS Y ASCENSORES	
SISMO X-X	SISMO Y-Y
Z=0.35 U=1.00 S=1.15 T=0.66 T=2.20s	Z=0.35 U=1.00 S=1.15 T=0.66 T=2.20s
Sistema Estructural Simorresistente : Muros Estructurales C =2.5 Hn =39.35 m Cl =45 T =+0.656 s R =+6.0 Aullimo nivel=14.04 cm δrelativo =+0.00526	Sistema Estructural Simorresistente : Muros Estructurales C =2.5 Hn =39.35 m Cl =45 T =+0.656 s R =+6.0 Aullimo nivel=12.83cm δrelativo =+0.005382

BLOQUE CENTRAL	
SISMO X-X	SISMO Y-Y
Z=0.35 U=1.00 S=1.15 T=0.66 T=2.20s	Z=0.35 U=1.00 S=1.15 T=0.66 T=2.20s
Sistema Estructural Simorresistente : Muros Estructurales C =2.5 Hn =39.35 m Cl =45 T =+0.798 s R =+6.0 Aullimo nivel=16.32cm δrelativo =+0.006435	Sistema Estructural Simorresistente : Muros Estructurales C =2.5 Hn =39.35 m Cl =45 T =+0.798 s R =+6.0 Aullimo nivel=17.37cm δrelativo =+0.006575

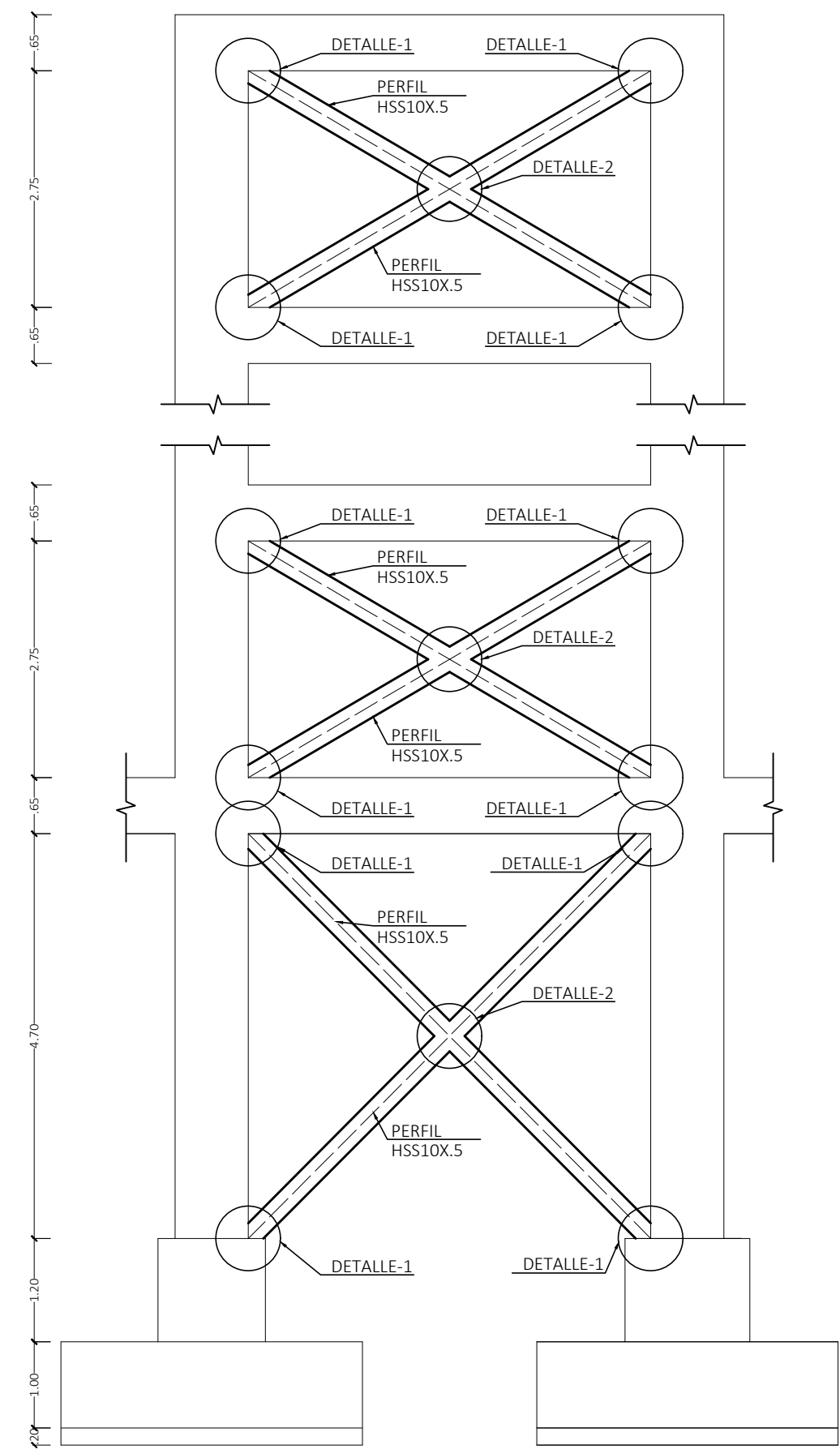
ESPECIFICACIONES DE ACERO
SECCION TUBULAR
PERNOS
PLACAS
BARRAS CORRUGADAS
SOLDADURA
A36, fy = 36 ksi
A327, fy = 36 ksi
fy = 4200 kg/cm²
ELECTRODO E 6000



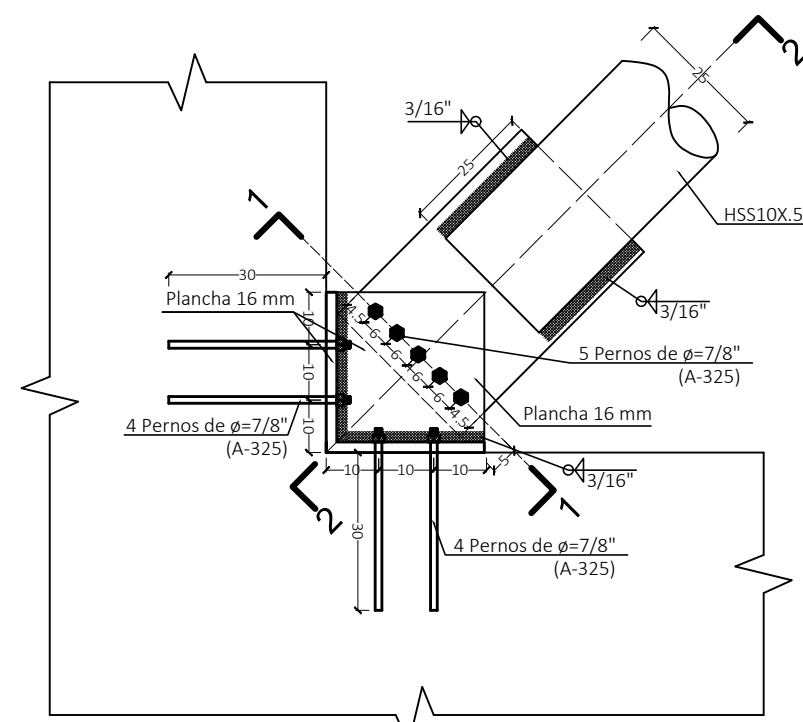
ENCOFRADO 1º a 11º NIVEL
s/c escaleras = 400 kg/m².
s/c pasillo = 400 kg/m².

ENCOFRADO 1º a 10º NIVEL
s/c oficinas = 350 kg/m².
s/c pasillo = 400 kg/m².

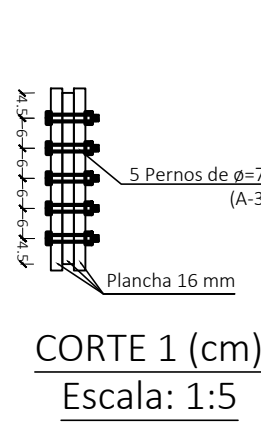
ENCOFRADO 1º NIVEL
s/c escaleras = 400 kg/m².
s/c pasillo = 400 kg/m².



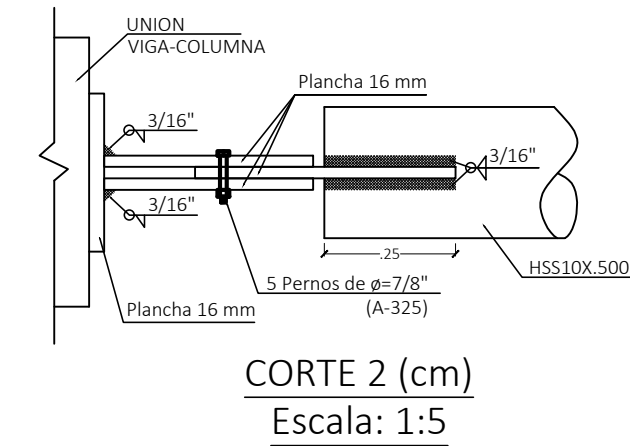
PORTICO ARRIOSTRADO 1
ELEVACION EJE A Y F (entre eje 2 y 3)



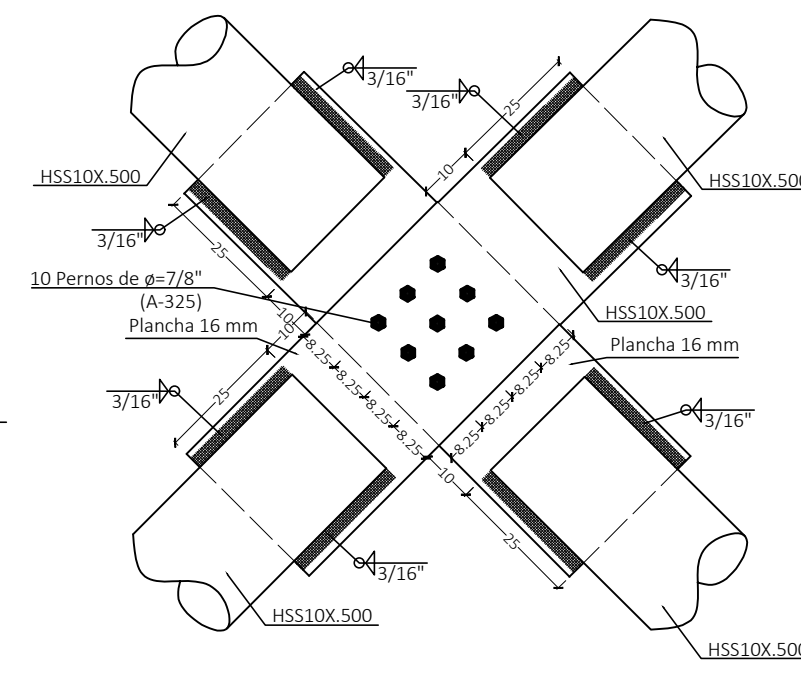
DETALLE 1 (cm)
Escala: 1:5



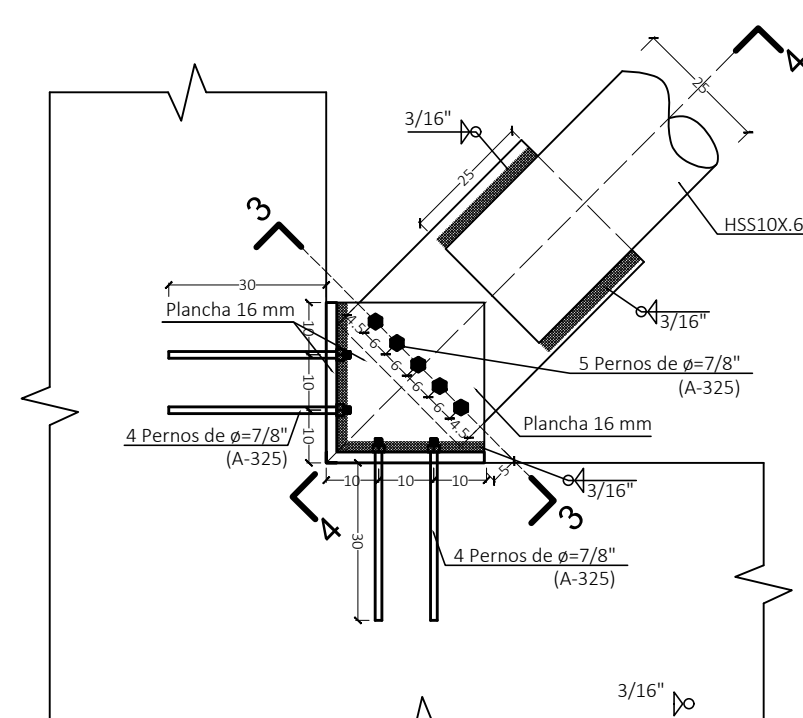
CORTE 1 (cm)
Escala: 1:5



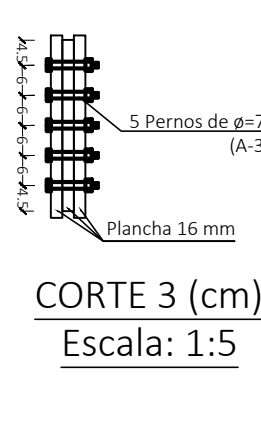
CORTE 2 (cm)
Escala: 1:5



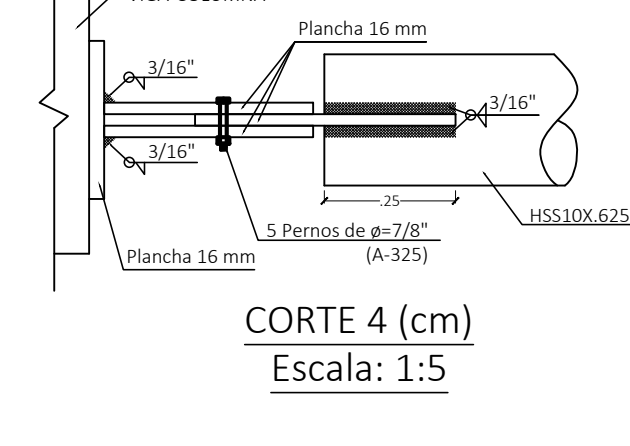
DETALLE 2 (cm)
Escala: 1:5



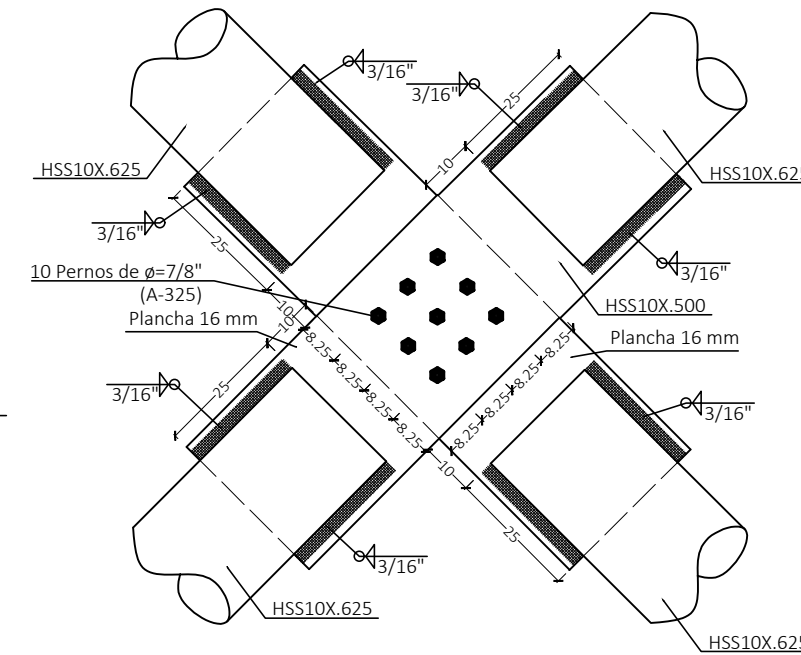
DETALLE 3 (cm)
Escala: 1:5



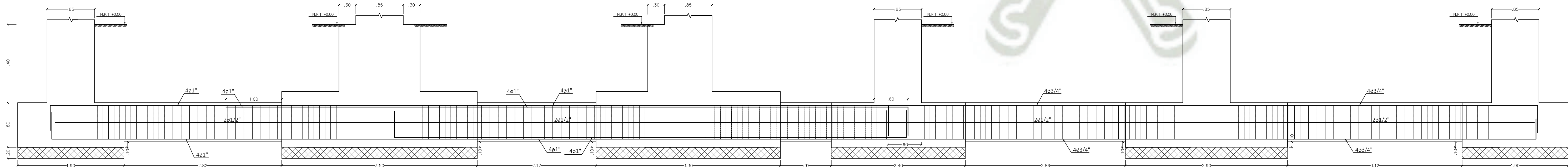
CORTE 3 (cm)
Escala: 1:5



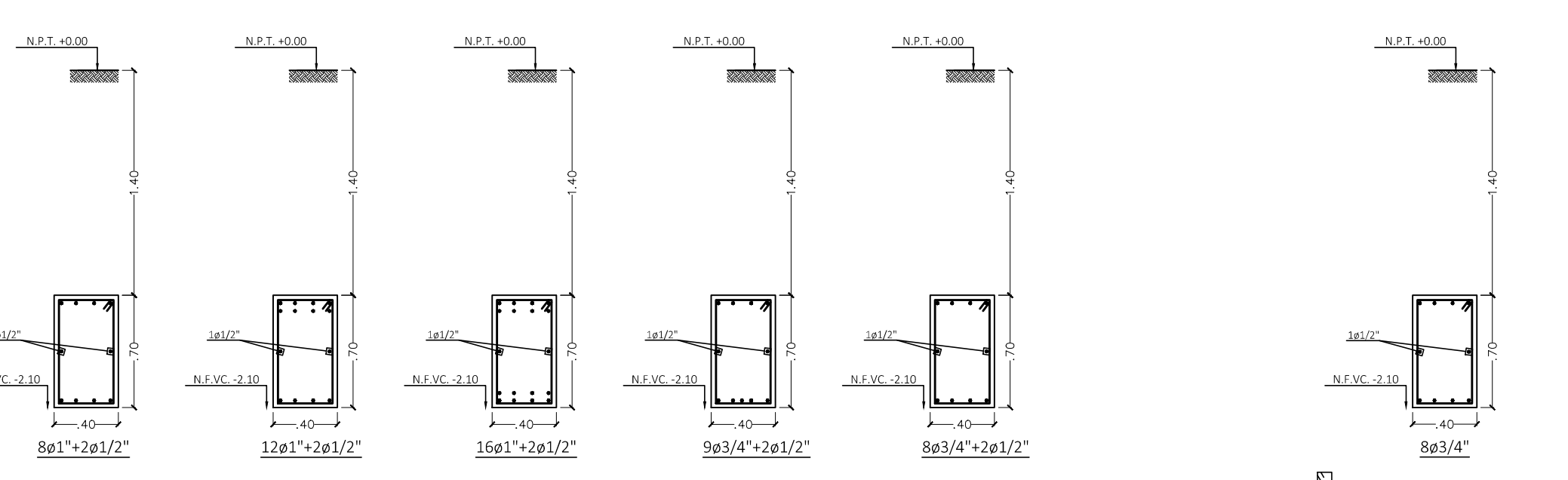
CORTE 4 (cm)
Escala: 1:5



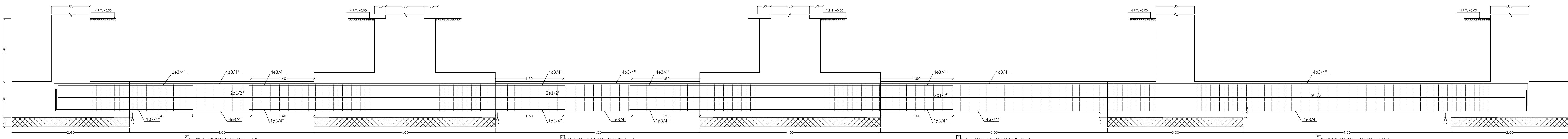
DETALLE 4 (cm)
Escala: 1:5



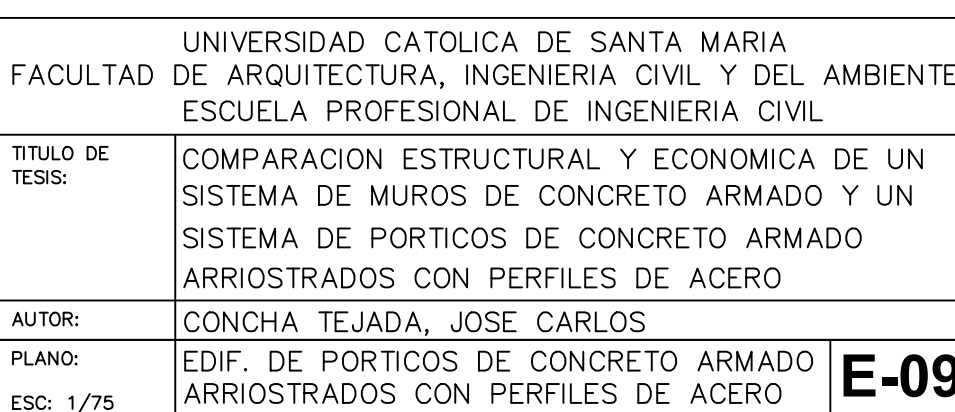
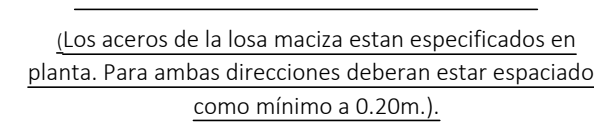
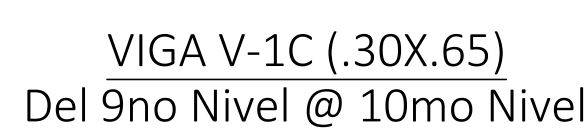
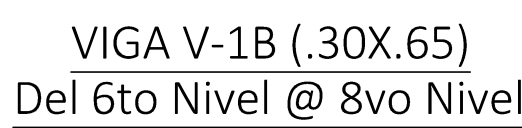
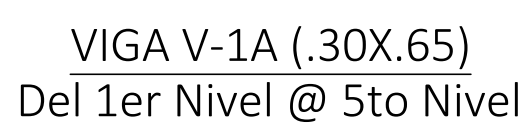
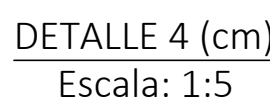
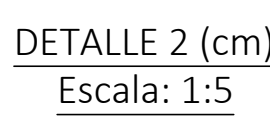
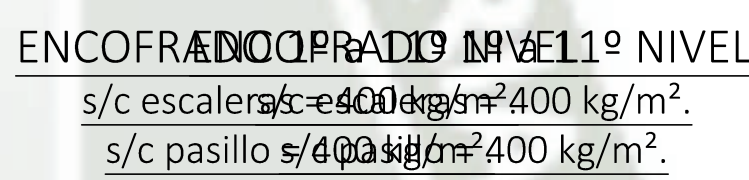
VIGA VC-1 (.40x.70)

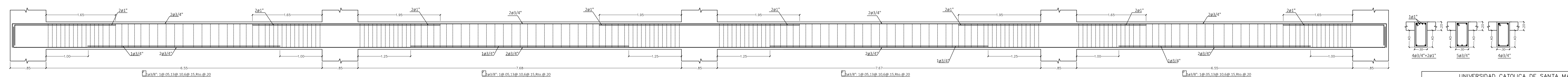
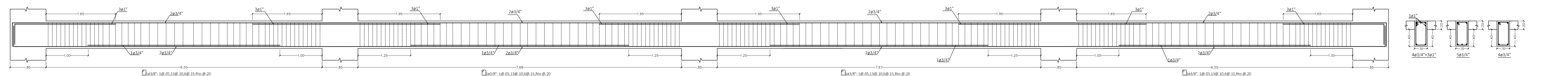
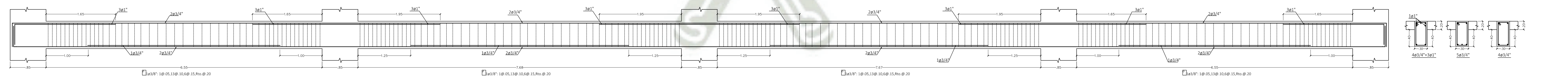
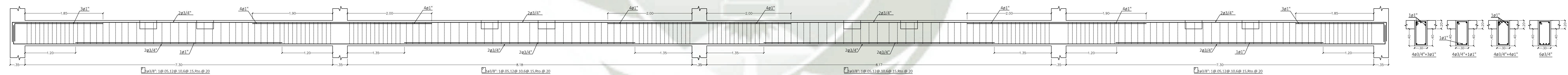
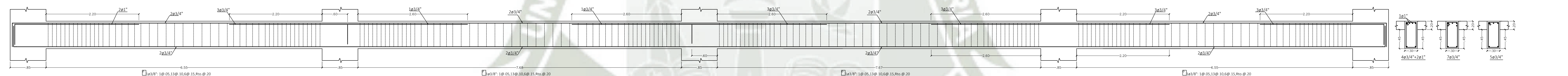
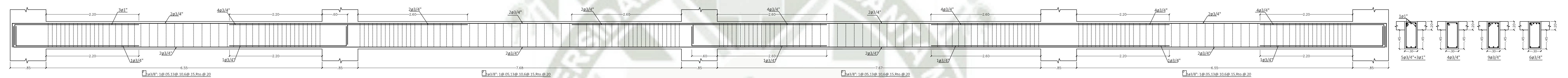
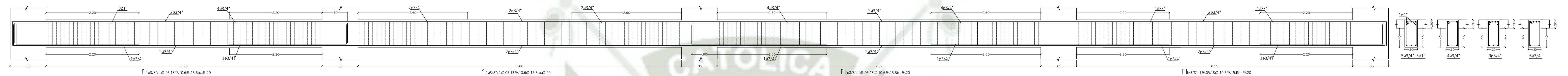
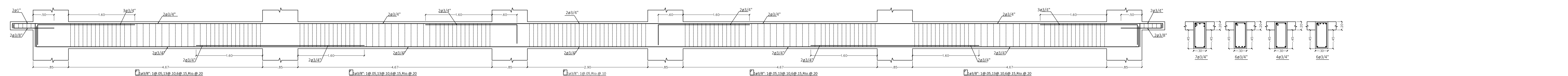
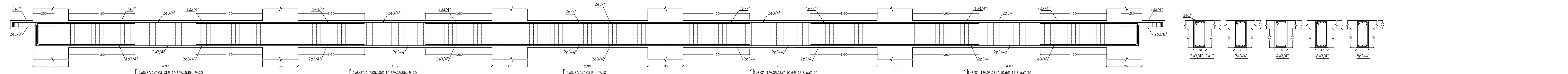


VIGA VC-2
(.40x.70)



VIGA VC-3 (.40x.70)

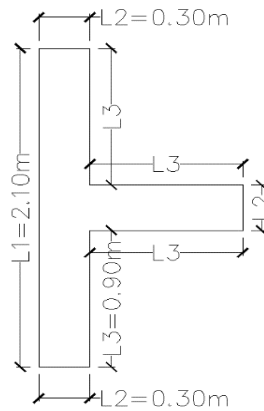




ANÁLISIS DE APOORTE UNITARIO ENCOFRADO

MURO ESTRUCTURAL DE EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

PLACA - 1ER NIVEL	
Características de encofrado	
Altura (m)	2.75
L1 (m)	2.1
L2 (m)	0.3
L3 (m)	0.9
U. Medida	18.15
Espac. entre barros (m)	0.4
Inclinacion de pie derecho	25



Descripcion	Seccion (plg)	Seccion (plg)	Longitud		Nº de elem.	Pies2	Desperdicios (10%)	Nº Usos	Total/Nº Usos	Cantidad (pie2/m2)
			m	Pies						
Tablones L1	1.5	10	2.75	9.02	8	93.61	102.97	7	14.71	0.81
Tablones L2	1.5	6	2.75	9.02	6	40.60	44.66	7	6.38	0.35
Tablones L3	1.5	10	2.75	9.02	14	160.15	176.16	7	25.17	1.39
Barros L1	2	4	2.5	8.20	8	43.06	47.37	7	6.77	0.37
Barros L2	2	4	0.70	2.30	24	36.17	39.79	7	5.68	0.31
Barros L3	2	4	1.30	4.27	32	89.57	98.52	7	14.07	0.78
Pies Derechos	2	3	2.59	8.51	15	63.80	70.18	10	7.02	0.39
Estacas	3	3	0.45	1.48	15	16.61	18.27	4	4.57	0.25
										4.65

Descripcion	Seccion (plg)	Seccion (plg)	Longitud		Nº de elem.	Pies2	Incluyendo desperdicios (15%)	Nº Usos	Total/Nº Usos	Cantidad (pie2/m2)
			Metros	Pies						
Alambre Nº 8			47.417			5.20	5.98	1	5.98	0.33
Clavos de 2" y 3"					2500	14.45	16.62	2	8.31	0.46

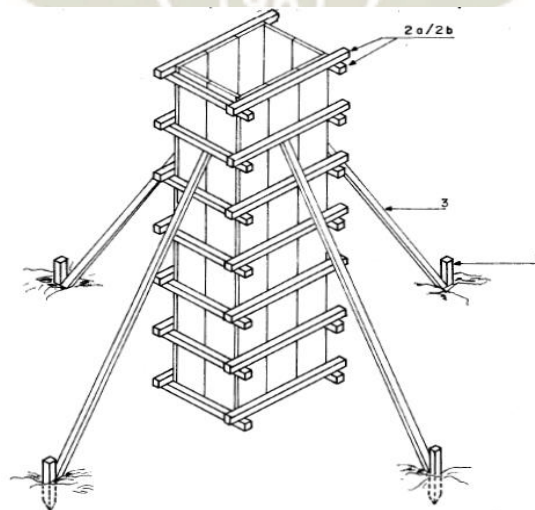


Imagen referencial (Fuente: Libro "Costos y presupuestos en edificación"
Camara Peruana de la Construcción CAPECO)

ANÁLISIS DE APOORTE UNITARIO ENCOFRADO

COLUMNAS DE EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES
DE ACERO

C4 - 2DO a 10MO NIVEL			
Características de encofrado			
Altura (m)	2.75	Espac. entre barrotes (m)	0.4
Ancho (m)	0.35		
Largo (m)	0.85	Inclinacion pie derecho	25
U. Medida	6.6		

Descripcion	Seccion (plg)	Seccion (plg)	Longitud		Nº de eleme.	Pies2	Desperdicios (10%)	Nº Usos	Total/Nº Usos	Cantidad (pie2/m2)
			m	Pies						
Tabl. Ancho	1.5	6	2.75	9.02	5	31.13	34.24	7	4.89	0.74
Tabl. Largo	1.5	8	2.75	9.02	8	75.79	83.37	7	11.91	1.80
Barrotes	2	4	1.25	4.10	16	43.06	47.37	7	6.77	1.03
Barrotes	2	4	0.75	2.46	16	25.84	28.42	7	4.06	0.62
Pies Derechos	2	3	2.593	8.51	4	17.01	18.72	10	1.87	0.28
Estacas	3	3	0.45	1.48	4	4.43	4.87	4	1.22	0.18
										4.65

Descripcion	Seccion (plg)	Seccion (plg)	Longitud		Nº de elementos	Pies2	Incluyendo desperdicios (15%)	Nº Usos	Total/Nº Usos	Cantidad (pie2/m2)
			Metro s	Pies						
Alambre Nº 8			15.68			1.72	1.98	1	1.98	0.30
Clavos de 2" y 3"					357.5	2.07	2.38	2	1.19	0.18

COLUMNAS DE EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES

C1 y C2 - 2DO a 10MO NIVEL			
Características de encofrado			
Altura (m)	2.75	Espac. entre barrotes (m)	0.4
Ancho (m)	0.3		
Largo (m)	0.8	Inclinacion de pie derecho	25
U. Medida	6.05		

Descripcion	Seccion (plg)	Seccion (plg)	Longitud		Nº de eleme.	Pies2	Desperdicios (10%)	Nº Usos	Total/Nº Usos	Cantidad (pie2/m2)
			m	Pies						
Tablones Ancho	1.5	6	2.75	9.02	4	27.07	29.77	7	4.25	0.70
Tablones Largo	1.5	8	2.75	9.02	8	71.28	78.40	7	11.20	1.85
Barrotes	2	4	1.2	3.94	16	41.34	45.47	7	6.50	1.07
Barrotes	2	4	0.70	2.30	16	24.11	26.53	7	3.79	0.63
Pies Derechos	2	3	2.593	8.51	4	17.01	18.72	10	1.87	0.31
Estacas	3	3	0.45	1.48	4	4.43	4.87	4	1.22	0.20
										4.77

Descripcion	Seccion (plg)	Seccion (plg)	Longitud		Nº de elementos	Pies2	Incluyendo desperdicios (15%)	Nº Usos	Total/Nº Usos	Cantidad (pie2/m2)
			Metro s	Pies						
Alambre Nº 8			14.37			1.58	1.81	1	1.81	0.30
Clavos de 2" y 3"					330	1.91	2.19	2	1.10	0.18

ANÁLISIS DE APOORTE UNITARIO

PARTIDA: CONCRETO SIMPLE - FALSA ZAPATA/FALSO CIMIENTO MEZCLA 1:12+30% P.G.

DISEÑO DE CONCRETO SIMPLE

CARACTERÍSTICAS:

Mezcla 1 12 30.00% PM
Relación agua/cemento 0.8
12 pie 0.3398022 m3
Desperdicios 10%
1 Bolsa 42.5 kgf

Material	Peso unitario seco y compactado	Peso específico
Hormigón	1800	2700
Cemento		3150
Agua de mezcla		1000
Piedra mediana	1700	2700

1 Cálculo de pesos secos

Cemento: 1 p³ 42.5 kgf
Hormigón 611.64 kgf
Agua de mezcla 34 kgf
Aire 1.00%

2 Rendimiento de la mezcla: volúmenes absolutos

Cemento: 1 p³ 0.013492063 m³
Hormigón 0.2265348 m³
Agua de mezcla 0.034 m³
Total 0.274026863

VOLUMEN 0.69
FACTOR 2.52 0.57041492

Valores para el análisis de precios unitarios

Componente	Cantidad	% Desperdicio	Total
Cemento	2.52 bls	1.10	2.77 bls
Hormigón	0.8556 m ³	1.10	0.9412 m³
Agua de mezcla	0.086 m ³	1.10	0.0942 m³
Piedra mediana	0.476 m ³	1.10	0.5241 m³

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES

Partida	01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA				Rend:	400.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0020	24.55	0.05
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0200	22.32	0.45
	47 00009	PEON	HH	2.000	0.0400	15.97	0.64
							1.14
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.14	0.03
	49 01357	RETROEXCAVADOR S/LANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.000	0.0200	134.70	2.69
							2.72
							Costo Unitario por M3 : 3.86
Partida	01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS				Rend:	4.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.2000	24.55	4.91
	47 00009	PEON	HH	1.000	2.0000	15.97	31.94
							36.85
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	36.85	1.11
							1.11
							Costo Unitario por M3 : 37.96
Partida	01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS				Rend:	4.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.2000	24.55	4.91
	47 00009	PEON	HH	1.000	2.0000	15.97	31.94
							36.85
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	36.85	1.11
							1.11
							Costo Unitario por M3 : 37.96
Partida	01.01.04	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION				Rend:	4.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.2000	24.55	4.91
	47 00009	PEON	HH	1.000	2.0000	15.97	31.94
							36.85
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	36.85	1.11
							1.11
							Costo Unitario por M3 : 37.96
Partida	01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO (CON PLANCHA)				Rend:	15.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0533	24.55	1.31
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5333	22.32	11.90
	47 00009	PEON	HH	1.000	0.5333	15.97	8.52
							21.73
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.73	0.65
	49 00268	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 4.0 HP	HM	1.000	0.5333	26.32	14.04
							14.69
							Costo Unitario por M3 : 36.42
Partida	01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO				Rend:	100.0000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0080	24.55	0.20
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0800	22.32	1.79
	47 00009	PEON	HH	1.000	0.0800	15.97	1.28
							3.27
		Materiales					

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto		EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES				
02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.0100	3.58	0.04
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.0300	5.50	0.17
						0.21
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.27	0.10
49 00268	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 4.0 HP	HM	1.000	0.0800	26.32	2.11
						2.21
Costo Unitario por M2 :						5.69
Partida	01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA			Rend:	250.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio
		Mano de Obra				Parcial
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	24.55
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.32
	47 00009	PEON	HH	3.000	0.0960	15.97
						1.53
						2.32
	Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.32
	48 02901	CAMION VOLQUETE 4x2 210-280 HP 8 M3.	HM	4.000	0.1280	235.49
	49 00385	CARGADOR S/LLANTAS 110 - 125 HP 2.5 YD3	HM	1.000	0.0320	172.02
						5.50
						35.71
Costo Unitario por M3 :						38.03
Partida	02.01	FALSA ZAPATA/FALSO CIMENTO MEZC. 1:12 + 30% P.G.			Rend:	25.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio
		Mano de Obra				Parcial
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	24.55
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.32
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	17.65
	47 00009	PEON	HH	8.000	2.5600	15.97
						40.88
						67.25
	Materiales					
	05 00002	AGUA	M3		0.0942	5.00
	05 00075	PIEDRA GRANDE (MAX 8")	M3		0.5241	50.00
	21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		2.7700	16.86
	38 00005	HORMIGON	M3		0.9412	38.50
						36.24
						109.62
	Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	67.25
	49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	1.000	0.3200	10.88
						3.48
						5.50
Costo Unitario por M3 :						182.37
Partida	03.01.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KGf/CM2			Rend:	65.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio
		Mano de Obra				Parcial
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0123	24.55
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1231	22.32
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1231	17.65
	47 00009	PEON	HH	4.000	0.4923	15.97
						7.86
						13.08
	Materiales					
	21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00
						396.00
	Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	13.08
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1231	5.84
						0.72
						1.11
Costo Unitario por M3 :						410.19
Partida	03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			Rend:	8.0000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio
		Mano de Obra				Parcial
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1000	24.55
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	1.0000	22.32
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.0000	17.65
						17.65

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto

EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES

						42.43
Materiales						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.1000	4.83	0.48
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.1500	3.58	0.54
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.0300	5.50	22.17
						23.19
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	42.43	2.12
						2.12
Costo Unitario por M2 :						67.74
Partida	03.01.03	ZAPATAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2			Rend:	200.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71
						1.70
Materiales						
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24
03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04
						3.28
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09
						0.09
Costo Unitario por KGF :						5.07
Partida	03.02.01	VIGAS DE CIMENTACION, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2			Rend:	60.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35
47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52
						14.18
Materiales						
21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00
						396.00
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.18	0.43
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	5.84	0.78
						1.21
Costo Unitario por M3 :						411.39
Partida	03.02.02	VIGAS DE CIMENTACION, ENCOF. Y DESENCOF			Rend:	8.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1000	24.55	2.46
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	1.0000	22.32	22.32
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.0000	17.65	17.65
						42.43
Materiales						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.3000	4.83	1.45
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.3300	3.58	1.18
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		2.1800	5.50	11.99
						14.62
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	42.43	2.12
						2.12
Costo Unitario por M2 :						59.17
Partida	03.02.03	VIGAS DE CIMENTACION, ACERO fy=4200 kgf/cm2			Rend:	200.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto		EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES				
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71
						1.70
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24
03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04
						3.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09
						0.09
Costo Unitario por KGF :						5.07
Partida	03.04.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2			Rend:	60.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35
47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52
						14.18
	Materiales					
21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00
						396.00
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.18	0.43
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	5.84	0.78
						1.21
Costo Unitario por M3 :						411.39
Partida	03.04.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			Rend:	10.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	24.55	1.96
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	22.32	17.86
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	17.65	14.12
						33.94
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.3000	4.83	1.45
02 00102	CLAVO PROMEDIO DE CONSTRUCCION	KG		0.1800	4.22	0.76
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.7700	5.50	26.24
						28.45
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	33.94	1.70
						1.70
Costo Unitario por M2 :						64.09
Partida	03.04.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2			Rend:	200.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71
						1.70
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24
03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04
						3.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09
						0.09
Costo Unitario por KGF :						5.07
Partida	03.05.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2			Rend:	60.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto		EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES				
47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52
						14.18
Materiales						
21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00
						396.00
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.18	0.43
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	5.84	0.78
						1.21
Costo Unitario por M3 :						411.39
Partida	03.05.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			Rend:	9.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	24.55	2.18
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	22.32	19.84
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	17.65	15.69
47 00009	PEON	HH	0.500	0.4444	15.97	7.10
						44.81
Materiales						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.2400	3.58	0.86
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.4100	5.50	29.76
						31.59
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	44.81	2.24
						2.24
Costo Unitario por M2 :						78.64
Partida	03.05.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2			Rend:	200.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71
						1.70
Materiales						
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24
03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04
						3.28
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09
						0.09
Costo Unitario por KGF :						5.07
Partida	03.06.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2			Rend:	60.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35
47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52
						14.18
Materiales						
21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00
						396.00
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.18	0.43
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	5.84	0.78
						1.21
Costo Unitario por M3 :						411.39
Partida	03.06.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			Rend:	15.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0533	24.55	1.31

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto

EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES

47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5333	22.32	11.90
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.5333	17.65	9.41
47 00009	PEON	HH	0.500	0.2667	15.97	4.26
						26.88
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KGF		0.1000	4.83	0.48
02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KGF		0.1100	3.58	0.39
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		3.5600	5.50	19.58
						20.45
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	26.88	1.34
						1.34
					Costo Unitario por M2 :	48.67

Partida	03.06.03	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm2				Rend:	200.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71	
						1.70	
	Materiales						
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24	
03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04	
						3.28	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09	
						0.09	
					Costo Unitario por KGF :	5.07	

Partida	03.06.04	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15x30x30				Rend:	1,600.0000 UND/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0005	24.55	0.01	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0050	22.32	0.11	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0050	17.65	0.09	
47 00009	PEON	HH	9.000	0.0450	15.97	0.72	
						0.93	
	Materiales						
17 07010	BLOCK POLIESTIRENO 15x30x30 CM	UND		1.0500	2.01	2.11	
						2.11	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.93	0.03	
						0.03	
					Costo Unitario por UND :	3.07	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto

EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

Partida	01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA					Rend:	400.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0020	24.55		0.05
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0200	22.32		0.45
	47 00009	PEON	HH	2.000	0.0400	15.97		0.64
								1.14
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.14		0.03
	49 01357	RETROEXCAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.000	0.0200	134.70		2.69
								2.72
							Costo Unitario por M3 :	3.86

Partida	01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS					Rend:	4.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.2000	24.55		4.91
	47 00009	PEON	HH	1.000	2.0000	15.97		31.94
								36.85
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	36.85		1.11
								1.11
							Costo Unitario por M3 :	37.96

Partida	01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS					Rend:	4.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.2000	24.55		4.91
	47 00009	PEON	HH	1.000	2.0000	15.97		31.94
								36.85
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	36.85		1.11
								1.11
							Costo Unitario por M3 :	37.96

Partida	01.01.04	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION					Rend:	4.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.2000	24.55		4.91
	47 00009	PEON	HH	1.000	2.0000	15.97		31.94
								36.85
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	36.85		1.11
								1.11
							Costo Unitario por M3 :	37.96

Partida	01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO (CON PLANCHA)					Rend:	15.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0533	24.55		1.31
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5333	22.32		11.90
	47 00009	PEON	HH	1.000	0.5333	15.97		8.52
								21.73
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.73		0.65
	49 00268	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 4.0 HP	HM	1.000	0.5333	26.32		14.04
								14.69
							Costo Unitario por M3 :	36.42

Partida	01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO					Rend:	100.0000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0080	24.55		0.20
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0800	22.32		1.79

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto

EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

47 00009	PEON	HH	1.000	0.0800	15.97	1.28
						3.27
	Materiales					
02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.0100	3.58	0.04
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.0300	5.50	0.17
						0.21
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.27	0.10
49 00268	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 4.0 HP	HM	1.000	0.0800	26.32	2.11
						2.21
	Costo Unitario por M2 :					5.69

Partida	01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA				Rend:	250.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	24.55	0.08	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.32	0.71	
47 00009	PEON	HH	3.000	0.0960	15.97	1.53	
						2.32	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.32	0.07	
48 02901	CAMION VOLQUETE 4x2 210-280 HP 8 M3.	HM	4.000	0.1280	235.49	30.14	
49 00385	CARGADOR S/LLANTAS 110 - 125 HP 2.5 YD3	HM	1.000	0.0320	172.02	5.50	
						35.71	
	Costo Unitario por M3 :						38.03

Partida	02.01	FALSA ZAPATA/FALSO CIMIENTO MEZC. 1:12 + 30% P.G.				Rend:	25.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	24.55	0.79	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.32	14.28	
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	17.65	11.30	
47 00009	PEON	HH	8.000	2.5600	15.97	40.88	
						67.25	
	Materiales						
05 00002	AGUA	M3		0.0942	5.00	0.47	
05 00075	PIEDRA GRANDE (MAX 8")	M3		0.5241	50.00	26.21	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		2.7700	16.86	46.70	
38 00005	HORMIGON	M3		0.9412	38.50	36.24	
						109.62	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	67.25	2.02	
49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	1.000	0.3200	10.88	3.48	
						5.50	
	Costo Unitario por M3 :						182.37

Partida	03.01.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	65.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0123	24.55	0.30	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1231	22.32	2.75	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1231	17.65	2.17	
47 00009	PEON	HH	4.000	0.4923	15.97	7.86	
						13.08	
	Materiales						
21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00	
						396.00	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	13.08	0.39	
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1231	5.84	0.72	
						1.11	
	Costo Unitario por M3 :						410.19

Partida	03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	8.0000 M2/DIA
----------------	-----------------	-----------------------------------	--	--	--	--------------	---------------

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto

EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1000	24.55	2.46
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	1.0000	22.32	22.32
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.0000	17.65	17.65
						42.43
Materiales						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.1000	4.83	0.48
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.1500	3.58	0.54
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.0300	5.50	22.17
						23.19
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	42.43	2.12
						2.12
Costo Unitario por M2 :						67.74
Partida 03.01.03	ZAPATAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2				Rend:	200.0000 KGF/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71
						1.70
Materiales						
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24
03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04
						3.28
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09
						0.09
Costo Unitario por KGF :						5.07
Partida 03.02.01	VIGAS DE CIMENTACION, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2				Rend:	60.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35
47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52
						14.18
Materiales						
21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00
						396.00
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.18	0.43
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	5.84	0.78
						1.21
Costo Unitario por M3 :						411.39
Partida 03.02.02	VIGAS DE CIMENTACION, ENCOF. Y DESENCOF				Rend:	8.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1000	24.55	2.46
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	1.0000	22.32	22.32
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.0000	17.65	17.65
						42.43
Materiales						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.3000	4.83	1.45
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.3300	3.58	1.18
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		2.1800	5.50	11.99
						14.62
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	42.43	2.12
						2.12

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto

EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

Costo Unitario por M2 : **59.17**

Partida	03.02.03	VIGAS DE CIMENTACION, ACERO fy=4200 kgf/cm2				Rend:	200.0000	KGf/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55		0.10
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32		0.89
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65		0.71
								1.70
		Materiales						
	02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83		0.24
	03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84		3.04
								3.28
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70		0.09
								0.09
								Costo Unitario por KGf : 5.07

Partida	03.03.01	COLUMNAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	Rend:	60.0000	M3/DIA		
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35
	47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52
							14.18
		Materiales					
	21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00
							396.00
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.18	0.43
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	5.84	0.78
							1.21
						Costo Unitario por M3 :	411.39

Partida	03.03.02	COLUMNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	10.0000	M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	24.55		1.96
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	22.32		17.86
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	17.65		14.12
								33.94
		Materiales						
	02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.3000	4.83		1.45
	02 00102	CLAVO PROMEDIO DE CONSTRUCCION	KG		0.1800	4.22		0.76
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.6500	5.50		25.58
								27.79
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	33.94		1.70
								1.70

Partida	03.03.03	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2			Rend:	200.0000	KGf/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71
							1.70
		Materiales					
	02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24
	03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04
							3.28
		Equipo					

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto

EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	1.70	0.09
					0.09
Costo Unitario por KGF :					5.07

Partida	03.04.01	VIGAS, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2				Rend:	60.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35
	47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52
							14.18
		Materiales					
	21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3		1.1000	360.00	396.00
							396.00
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.18	0.43
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	5.84	0.78
							1.21
						Costo Unitario por M3 :	411.39

Partida	03.04.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			Rend:	9.0000	M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	24.55	2.18
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	22.32	19.84
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	17.65	15.69
	47 00009	PEON	HH	0.500	0.4444	15.97	7.10
							44.81
		Materiales					
	02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
	02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.2400	3.58	0.86
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.4100	5.50	29.76
							31.59
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	44.81	2.24
							2.24
					Costo Unitario por M2 :		78.64

Partida	03.04.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kgf/cm2			Rend:	200.0000 KGF/DIA	
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71
							1.70
		Materiales					
	02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24
	03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04
							3.28
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09
							0.09
							5.07
					Costo Unitario por KGF :		5.07

Partida	03.05.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KGF/CM2				Rend:	60.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	24.55	0.33
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	22.32	2.98
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	17.65	2.35
	47 00009	PEON	HH	4.000	0.5333	15.97	8.52
							14.18
		Materiales					

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto

EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

21 06993	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	M3	1.1000	360.00	396.00
					396.00
	Equipo				
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	14.18	0.43
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.1333	0.78
					1.21
					Costo Unitario por M3 : 411.39

Partida	03.05.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	15.0000	M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0533	24.55		1.31
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5333	22.32		11.90
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.5333	17.65		9.41
	47 00009	PEON	HH	0.500	0.2667	15.97		4.26
								26.88
		Materiales						
	02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.1000	4.83		0.48
	02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.1100	3.58		0.39
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		3.5600	5.50		19.58
								20.45
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	26.88		1.34
								1.34

Partida	03.05.03	LOSA ALIGERADA, BLOCK POLIESTIRENO 15X30X30				Rend:	1,600.0000	UND/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0005	24.55		0.01
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0050	22.32		0.11
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0050	17.65		0.09
	47 00009	PEON	HH	9.000	0.0450	15.97		0.72
								0.93
		Materiales						
	17 07010	BLOCK POLIESTIRENO 15x30x30 CM	UND		1.0500	2.01		2.11
								2.11
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.93		0.03
								0.03

Partida	03.05.04	LOSA ALIGERADA, ACERO fy=4200 kgf/cm2			Rend:	200.0000	KGF/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	24.55	0.10
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	22.32	0.89
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	17.65	0.71
							1.70
		Materiales					
	02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	4.83	0.24
	03 00094	ACERO CORRUGADO	KG		1.0700	2.84	3.04
							3.28
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.70	0.09
							0.09
							Costo Unitario por KGF :
							5.07

PLANILLA DE METRADOS

Estructura: EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES

Partida N°	Descripción	N° Veces	Medidas (m)			Parcial	Total	Und
			Largo	Ancho	Altura			
01.01.01	EXCAVACION MASIVA			Prof.	1.4		1350.22	m3
	Area total		AREA	964.44	1.4	1350.216		
01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS			Prof.	0.20		51.78	m3
		4.00	2.70	2.70	0.20	5.83		
		4.00	2.10	2.60	0.20	4.37		
		4.00	2.70	3.00	0.20	6.48		
		6.00	3.75	2.85	0.20	12.83		
		6.00	2.50	3.00	0.20	9.00		
		6.00	3.75	2.95	0.20	13.28		
01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS			Prof.	0.80		207.12	m3
		4.00	2.70	2.70	0.80	23.33		
		4.00	2.10	2.60	0.80	17.47		
		4.00	2.70	3.00	0.80	25.92		
		6.00	3.75	2.85	0.80	51.30		
		6.00	2.50	3.00	0.80	36.00		
		6.00	3.75	2.95	0.80	53.10		
01.01.04	EXCA. PARA VIGAS DE CIMENTACION			Prof.	1.00		68.18	m3
		2.00	17.55	0.40	1.00	14.04		
		2.00	22.50	0.40	1.00	18.00		
		2.00	17.55	0.40	1.00	14.04		
		2.00	11.50	0.40	1.00	9.20		
		3.00	10.75	0.40	1.00	12.90		
01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO						1396.91	m3
01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO						873.09	m2
			AREA			873.09		
01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE						336.46	m3
			FACT	1.20		280.39		
	CONCRETO SIMPLE							
02.01.	FALSA ZAPATA MEZC. 1:12+30% P.G						51.78	m3
		4.00	2.70	2.70	0.20	5.83		
		4.00	2.10	2.60	0.20	4.37		
		4.00	2.70	3.00	0.20	6.48		
		6.00	3.75	2.85	0.20	12.83		
		6.00	2.50	3.00	0.20	9.00		
		6.00	3.75	2.95	0.20	13.28		

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Partida N°	Descripción	N° Veces	Medidas (m)			Parcial	Total	Und
			Largo	Ancho	Altura			
	MUROS ESTRUCTURALES							
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							
	Cimentacion- Primer encofrado	Pisos	1.00	ALTU	6.75		4392.36	m2
		4.00	PERIM.	4.80	6.75	129.60		
		4.00	PERIM.	4.80	6.75	129.60		
		6.00	PERIM.	6.60	6.75	267.30		
		6.00	PERIM.	6.60	6.75	267.30		
	Segundo encofrado - Decimo encofrado	Pisos	9.00	ALTU	3.40			
		4.00	PERIM.	4.80	3.40	587.52		
		4.00	PERIM.	4.80	3.40	587.52		
		6.00	PERIM.	6.60	3.40	1211.76		
		6.00	PERIM.	6.60	3.40	1211.76		
	COLUMNAS							
03.04.01	CONCRETO F'C=280 KGF/CM2						89.64	m3
	Cimentacion- Primer encofrado	Pisos	1.00	ALTU	6.75			
	C1	4.00	AREA	0.24	6.75	6.48		
	C2	6.00	AREA	0.24	6.75	9.72		
	Segundo encofrado - Decimo encofrado	Pisos	9.00	ALTU	3.40			
	C1	4.00	AREA	0.24	3.40	29.38		
	C2	6.00	AREA	0.24	3.40	44.06		
	COLUMNAS							
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							
	Cimentacion- Primer encofrado	Pisos	1.00	ALTU	6.10		678.70	m2
	C1	4.00	PERIM.	2.20	6.10	53.68		
	C2	6.00	PERIM.	2.20	6.10	80.52		
	Segundo encofrado - Decimo encofrado	Pisos	9.00	ALTU	2.75			
	C1	4.00	PERIM.	2.20	2.75	217.80		
	C2	6.00	PERIM.	2.20	2.75	326.70		
	VIGAS							
03.05.01	CONCRETO F'C=280 KGF/CM2						506.03	m3
	V1	20.00	20.30	0.30	0.65	79.17		
	V2	30.00	20.30	0.30	0.65	118.76		
	V3	20.00	24.00	0.30	0.65	93.60		
	V4	20.00	31.20	0.30	0.65	121.68		
	V5	20.00	23.80	0.30	0.65	92.82		
	VIGAS							
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						3114.00	m2
	V1	20.00	20.30	0.30	0.65	487.20		
	V2	30.00	20.30	0.30	0.65	730.80		
	V3	20.00	24.00	0.30	0.65	576.00		
	V4	20.00	31.20	0.30	0.65	748.80		
	V5	20.00	23.80	0.30	0.65	571.20		

Partida N°	Descripción	N° Veces	Medidas (m)			Parcial	Total	Und
			Largo	Ancho	Altura			
	LOSA ALIGERADA				COEF		649.01	m3
03.06.01	CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	40.00	AREA	40.56	0.09	141.96		
		40.00	AREA	15.26	0.09	53.41		
		40.00	AREA	5.23	0.09	18.31		
		40.00	AREA	15.68	0.09	54.88		
		20.00	AREA	21.39	0.09	37.43		
		40.00	AREA	45.24	0.09	158.34		
		40.00	AREA	17.60	0.09	61.60		
		40.00	AREA	5.23	0.09	18.31		
		40.00	AREA	18.01	0.09	63.04		
		20.00	AREA	23.85	0.09	41.74		
	LOSA ALIGERADA							
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						7417.20	m2
		40.00	AREA	40.56		1622.40		
		40.00	AREA	15.26		610.40		
		40.00	AREA	5.23		209.20		
		40.00	AREA	15.68		627.20		
		20.00	AREA	21.39		427.80		
		40.00	AREA	45.24		1809.60		
		40.00	AREA	17.60		704.00		
		40.00	AREA	5.23		209.20		
		40.00	AREA	18.01		720.40		
		20.00	AREA	23.85		477.00		
	LOSA ALIGERADA							
03.06.03	BLOCK POLIESTIRENO 15X30X30				FACT.		61785.28	und
		AREA TOTAL		7417.20	8.33	61785.28		

PLANILLA DE METRADOS

Estructura:

EDIFICACION DE MUROS ESTRUCTURALES

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	ZAPATAS										
03.01.03	ACERO fy=4200 kgf/cm2										
		3/4"	4	38	2.7	0.00	0.00	0.00	0.00	410.40	0.00
		3/4"	6	37	2.85	0.00	0.00	0.00	0.00	632.70	0.00
		3/4"	6	28	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	630.00	0.00
		3/4"	4	15	2.6	0.00	0.00	0.00	0.00	156.00	0.00
		3/4"	4	18	2.1	0.00	0.00	0.00	0.00	151.20	0.00
		3/4"	6	17	3	0.00	0.00	0.00	0.00	306.00	0.00
		3/4"	6	21	2.5	0.00	0.00	0.00	0.00	315.00	0.00
		3/4"	4	19	3	0.00	0.00	0.00	0.00	228.00	0.00
		3/4"	4	20	2.7	0.00	0.00	0.00	0.00	216.00	0.00
		3/4"	6	37	2.95	0.00	0.00	0.00	0.00	654.90	0.00
		3/4"	6	29	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	652.50	0.00
					Total (m)	0	0	0	0	4352.7	0
					kgf/m	0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
					Total (kgf)	0	0	0	0	9728.3	0
					Total (kgf)	9728					
	VIGAS CIMENTACION										
03.02.03	ACERO fy=4200 kgf/cm2										
	VC-1	1"	2	8	27.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	443.20
		1"	2	7	6.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	86.80
		1"	2	5	8.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	89.00
		1/2"	2	2	26.5	0.00	0.00	106.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	2	185	2.2	0.00	814.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VC-2	1"	3	8	27.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	664.80
		1"	3	6	6.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	111.60
		1"	3	2	9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	54.00
		1/2"	3	2	26.5	0.00	0.00	159.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	3	185	2.2	0.00	1221.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VC-3	1"	2	12	33.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	812.40
		1"	2	8	6.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	109.60
		1"	2	4	7.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	57.20
		1"	2	8	3.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	57.60
		1/2"	2	2	33	0.00	0.00	132.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	2	192	2.2	0.00	844.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	VC-4	3/4"	2	8	34	0.00	0.00	0.00	0.00	544.00	0.00
		1/2"	2	2	33	0.00	0.00	132.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	2	192	2.2	0.00	844.80	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	VC-5	1"	2	8	33.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	542.40
		1"	2	6	3.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.80
		1"	2	8	6.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	110.40
		1"	2	4	7.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	56.80
		1/2"	2	2	33	0.00	0.00	132.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	2	192	2.2	0.00	844.80	0.00	0.00	0.00	0.00
				Total (m)		0.00	4569.40	661.00	0.00	544.00	3242.60
				kgf/m		0.25	0.56	0.99	1.55	2.24	4.00
				Total (kgf)		0.00	2558.86	657.03	0.00	1215.84	12954.19
				Total (kgf)		17385.925					
	MUROS ESTRUCTURALES										
	ACERO fy=4200 kg/cm2										
03.03.03	PRIMER NIVEL										
	MURO 1 NUCLEO	3/4"	4	24	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	681.60	0.00
	VERTICAL	3/8"	4	16	7.10	0.00	454.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	1/2"	4	70	6.15	0.00	0.00	1722.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4	144	1.20	0.00	691.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 2 NUCLEO	1"	4	12	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	340.80
	MURO 2 NUCLEO	3/4"	4	12	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	340.80	0.00
	VERTICAL	3/8"	4	16	7.10	0.00	454.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	1/2"	4	87	6.15	0.00	0.00	2140.20	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4	144	1.20	0.00	691.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 3 NUCLEO	3/4"	6	16	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	681.60	0.00
	MURO 3 NUCLEO	3/4"	6	16	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	681.60	0.00
	VERTICAL	3/8"	6	24	7.10	0.00	1022.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	1/2"	6	70	7.60	0.00	0.00	3192.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6	192	1.20	0.00	1382.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	3/4"	6	16	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	681.60	0.00
	MURO 4 NUCLEO	3/4"	6	16	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	681.60	0.00
	VERTICAL	3/8"	6	24	7.10	0.00	1022.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	1/2"	6	70	7.60	0.00	0.00	3192.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6	192	1.20	0.00	1382.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	SEGUNDO NIVEL										
	MURO 1 NUCLEO	5/8"	4	24	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	4	16	3.40	0.00	217.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	1/2"	4	28	6.15	0.00	0.00	688.80	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4	102	1.20	0.00	489.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 2 NUCLEO	3/4"	4	12	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	163.20	0.00
	MURO 2 NUCLEO	3/4"	4	12	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	163.20	0.00
	VERTICAL	3/8"	4	16	3.40	0.00	217.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	1/2"	4	34	6.15	0.00	0.00	836.40	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4	102	1.20	0.00	489.60	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	MURO 3 NUCLEO	5/8"	6	16	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	MURO 3 NUCLEO	5/8"	6	16	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	6	24	3.40	0.00	489.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	1/2"	6	28	7.60	0.00	0.00	1276.80	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6	136	1.20	0.00	979.20	0.00	0.00	0.00	0.00
		5/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	5/8"	6	16	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	5/8"	6	16	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	6	24	3.40	0.00	489.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	1/2"	6	28	7.60	0.00	0.00	1276.80	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6	136	1.20	0.00	979.20	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TERCERO A QUINTO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 1 NUCLEO	5/8"	12	24	3.40	0.00	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	12	16	3.40	0.00	652.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	12	28	12.30	0.00	4132.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	12	102	1.20	0.00	1468.80	0.00	0.00	0.00	0.00
		1/2"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 2 NUCLEO	5/8"	12	12	3.40	0.00	0.00	0.00	489.60	0.00	0.00
	MURO 2 NUCLEO	5/8"	12	12	3.40	0.00	0.00	0.00	489.60	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	12	16	3.40	0.00	652.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	12	34	6.15	0.00	2509.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	12	102	1.20	0.00	1468.80	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 3 NUCLEO	5/8"	18	16	3.40	0.00	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00
	MURO 3 NUCLEO	5/8"	18	16	3.40	0.00	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	18	24	3.40	0.00	1468.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	18	28	7.60	0.00	3830.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	18	136	1.20	0.00	2937.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	5/8"	18	16	3.40	0.00	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	5/8"	18	16	3.40	0.00	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	18	24	3.40	0.00	1468.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	18	28	7.60	0.00	3830.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	18	136	1.20	0.00	2937.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		1/2"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SEXTO A OCTAVO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 1 NUCLEO	5/8"	12	12	3.40	0.00	0.00	0.00	489.60	0.00	0.00
	MURO 1 NUCLEO	1/2"	12	12	3.40	0.00	0.00	489.60	0.00	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	12	16	3.40	0.00	652.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	12	28	6.15	0.00	2066.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	5/8"	12	102	1.20	0.00	0.00	0.00	1468.80	0.00	0.00
		3/4"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 2 NUCLEO	5/8"	12	12	3.40	0.00	0.00	0.00	489.60	0.00	0.00
	MURO 2 NUCLEO	1/2"	12	12	3.40	0.00	0.00	489.60	0.00	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	12	16	3.40	0.00	652.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	12	34	6.15	0.00	2509.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	12	102	1.20	0.00	1468.80	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	MURO 3 NUCLEO	5/8"	18	16	3.40	0.00	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00
	MURO 3 NUCLEO	1/2"	18	16	3.40	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	18	24	3.40	0.00	1468.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	18	28	7.60	0.00	3830.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	18	136	1.20	0.00	2937.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		5/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	5/8"	18	16	3.40	0.00	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	1/2"	18	16	3.40	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	18	28	3.40	0.00	1713.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	18	28	7.60	0.00	3830.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	18	136	1.20	0.00	2937.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		1/2"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	NOVENO A DECIMO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 1 NUCLEO	1/2"	8	12	3.40	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00	0.00
	MURO 1 NUCLEO	1/2"	8	12	3.40	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	8	16	3.40	0.00	435.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	8	23	6.15	0.00	1131.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	5/8"	8	102	1.20	0.00	0.00	0.00	979.20	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 2 NUCLEO	1/2"	8	12	3.40	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00	0.00
	MURO 2 NUCLEO	1/2"	8	12	3.40	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	8	16	3.40	0.00	435.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	8	23	6.15	0.00	1131.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	8	102	1.20	0.00	979.20	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 3 NUCLEO	1/2"	12	16	3.40	0.00	0.00	652.80	0.00	0.00	0.00
	MURO 3 NUCLEO	1/2"	12	16	3.40	0.00	0.00	652.80	0.00	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	12	24	3.40	0.00	979.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	12	23	7.60	0.00	2097.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	12	136	1.20	0.00	1958.40	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	1/2"	12	16	3.40	0.00	0.00	652.80	0.00	0.00	0.00
	MURO 4 NUCLEO	1/2"	12	16	3.40	0.00	0.00	652.80	0.00	0.00	0.00
	VERTICAL	3/8"	12	24	3.40	0.00	979.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	HORIZOTAL	3/8"	12	23	7.60	0.00	2097.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	12	136	1.20	0.00	1958.40	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total (m)						0.00	77063.20	21179.40	12892.80	4075.20	340.80
kgf/m						0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
Total (kgf)						0	43155.392	21052.32	20009.63	9108.1	1361.496
Total (kgf)						94686.9092					

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
03.04.03	COLUMNA										
	ACERO fy=4200 kg/cm2										
	PRIMER NIVEL										
	C 1 VERTICAL	3/4"	4	12	7.1	0.00	0.00	0.00	0.00	340.80	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4	96	2.2	0.00	844.80	0.00	0.00	0.00	0.00
		1"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	1"	6	12	7.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	511.20
	ESTRIBOS	3/8"	6	96	2.2	0.00	1267.20	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SEGUNDO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4	12	3.4	0.00	0.00	0.00	163.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4	34	2.2	0.00	299.20	0.00	0.00	0.00	0.00
		1"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	1"	6	4	3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.60
	C 2 VERTICAL	3/4"	6	8	3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	163.20	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6	34	2.2	0.00	448.80	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TERCER NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4	12	3.4	0.00	0.00	0.00	163.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4	34	2.2	0.00	299.20	0.00	0.00	0.00	0.00
		1"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	1"	6	4	3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.60
	C 2 VERTICAL	3/4"	6	8	3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	163.20	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6	34	2.2	0.00	448.80	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CUARTO Y QUINTO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	8	12	3.4	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	8	34	2.2	0.00	598.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		1"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	3/4"	12	6	3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	244.80	0.00
	C 2 VERTICAL	3/4"	12	6	3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	244.80	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	12	34	2.2	0.00	897.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SEXTO A DECIMO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	20	12	3.4	0.00	0.00	0.00	816.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	20	34	2.2	0.00	1496.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		1"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	3/4"	30	6	3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	612.00	0.00
	C 2 VERTICAL	3/4"	30	6	3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	612.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	30	34	2.2	0.00	2244.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total (m)						0.00	8844.00	0.00	1468.80	2380.80	674.40
kgf/m						0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
Total (kgf)						0	4952.64	0	2279.578	5321.1	2694.228
Total (kgf)						15247.5336					

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
03.05.03	VIGAS										
	ACERO fy=4200 kg/cm2										
	V-1A (.30X.65) DE 1ER A 5TO	1"	10	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	558.40
		1"	10	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	550.40
		1"	10	14.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	422.80
		1"	10	8.00	3.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	296.00
		1"	10	8.00	8.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	659.20
		1"	10	2.00	5.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.20
		3/4"	10	2.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	60.40	0.00
		3/8"	10	4.00	1.06	0.00	42.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	10	181.00	1.90	0.00	3439.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	10	10.00	1.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-1B (.30X.65) DE 6TO A 8VO	1"	6	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	335.04
		1"	6	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	330.24
		1"	6	8.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	144.96
		1"	6	2.00	3.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	44.40
		1"	6	4.00	8.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	197.76
		1"	6	6.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	90.00
		3/4"	6	2.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	36.24	0.00
		3/8"	6	4.00	1.06	0.00	25.44	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	6	181.00	1.90	0.00	2063.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	6	10.00	1.00	0.00	60.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-1C (.30X.65) DE 9NO A 10MO	3/4"	4	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	223.36	0.00
		3/4"	4	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	220.16	0.00
		1"	4	4.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.32
		1"	4	2.00	3.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.60
		1"	4	4.00	8.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	131.84
		1"	4	6.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.00
		3/4"	4	6.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	72.48	0.00
		3/8"	4	4.00	1.06	0.00	16.96	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	4	181.00	1.90	0.00	1375.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	4	10.00	1.00	0.00	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-2A (.30X.65) DE 1ER A 7MO	1"	21	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1172.64
		1"	21	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1155.84
		1"	21	12.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	761.04
		1"	21	4.00	3.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	310.80
		1"	21	8.00	8.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1384.32
		1"	21	10.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	525.00
		3/8"	21	4.00	1.06	0.00	89.04	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	21	181.00	1.90	0.00	7221.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	21	10.00	1.00	0.00	210.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-2B (.30X.65) DE 8VO A 10	1"	9	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	502.56
		1"	9	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	495.36
		1"	9	8.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	217.44
		1"	9	2.00	3.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	66.60
		1"	9	6.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	135.00
		3/4"	9	2.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	54.36	0.00
		3/8"	9	4.00	1.06	0.00	38.16	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	9	181.00	1.90	0.00	3095.10	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	9	10.00	1.00	0.00	90.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	V-3A (.30X.65) DE 1ER A 5TO	1"	10	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1344.00
		1"	10	16.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	560.00
		1"	10	16.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	984.00
		1"	10	7.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	448.00
		3/8"	10	188.00	1.90	0.00	3572.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-3B (.30X.65) DE 6TO A 7MO	1"	4	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	537.60
		1"	4	8.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	112.00
		3/4"	4	4.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	56.00	0.00
		1"	4	8.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	196.80
		3/4"	4	4.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	98.40	0.00
		1"	4	4.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	102.40
		3/4"	4	2.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	51.20	0.00
		3/8"	4	188.00	1.90	0.00	1428.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-3C (.30X.65) DE 8VO A 10MO	3/4"	6	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	806.40	0.00
		1"	6	8.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	168.00
		3/4"	6	4.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	84.00	0.00
		1"	6	8.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	295.20
		3/4"	6	4.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	147.60	0.00
		1"	6	4.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	153.60
		3/4"	6	2.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	76.80	0.00
		3/8"	6	188.00	1.90	0.00	2143.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-4A (.30X.60) DE 1ER A 10MO	3/4"	20	4.00	33.50	0.00	0.00	0.00	0.00	2680.00	0.00
		1"	20	4.00	2.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	204.00
		1"	20	2.00	4.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	198.80
		1"	20	8.00	4.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	688.00
		1"	20	2.00	5.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	220.80
		1"	20	4.00	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	360.00
		3/8"	20	216.00	0.18	0.00	777.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-5A (.30X.65) DE 1ER A 5TO	1"	10	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1344.00
		1"	10	16.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	560.00
		1"	10	16.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	984.00
		1"	10	7.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	448.00
		3/8"	10	188.00	1.90	0.00	3572.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-5B (.30X.65) DE 6TO A 7MO	1"	4	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	537.60
		1"	4	8.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	112.00
		3/4"	4	4.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	56.00	0.00
		1"	4	8.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	196.80
		3/4"	4	4.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	98.40	0.00
		1"	4	4.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	102.40
		3/4"	4	2.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	51.20	0.00
		3/8"	4	188.00	1.90	0.00	1428.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	V-5C (.30X.65) DE 8VO A 10MO	3/4"	6	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	806.40	0.00
		1"	6	8.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	168.00
		3/4"	6	4.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	84.00	0.00
		1"	6	8.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	295.20
		3/4"	6	4.00	6.15	0.00	0.00	0.00	0.00	147.60	0.00
		1"	6	4.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	153.60
		3/4"	6	2.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	76.80	0.00
		3/8"	6	188.00	1.90	0.00	2143.20	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
					Total (m)	0.00	32972.60	0.00	0.00	5987.80	22200.56
					kgf/m	0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
					Total (kgf)	0	18464.656	0	0	13383	88691.24
					Total (kgf)	120538.63					

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
03.06.03	LOSA ALIGERADA										
	ACERO fy=4200 kg/cm2										
		1/2"	830.00	1.00	27.80	0.00	0.00	23074.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	830.00	1.00	7.40	0.00	6142.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	830.00	1.00	4.20	0.00	3486.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		1/2"	830.00	1.00	7.40	0.00	0.00	6142.00	0.00	0.00	0.00
		1/2"	830.00	1.00	6.20	0.00	0.00	5146.00	0.00	0.00	0.00
		1/2"	830.00	1.00	6.40	0.00	0.00	5312.00	0.00	0.00	0.00
					Total (m)	0.00	9628.00	39674.00	0.00	0.00	0.00
					kgf/m	0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
					Total (kgf)	0	5391.68	39435.96	0	0	0
					ACERO TEMPERAT.	7417.20					
					Total (kgf)	52244.84					

PLANILLA DE METRADOS

Estructura: EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

Partida N°	Descripción	N° Veces	Medidas (m)			Parcial	Total	Und
			Largo	Ancho	Altura			
01.01.01	EXCAVACION MASIVA			Prof.	1.4		1350.22	m3
	Area total		AREA	964.44	1.4	1350.216		
01.01.02	EXCAVACION PARA FALSAS ZAPATAS			Prof.	0.20		52.31	m3
		4.00	2.60	1.90	0.20	3.95		
		4.00	4.00	2.95	0.20	9.44		
		2.00	3.00	2.30	0.20	2.76		
		2.00	2.20	2.90	0.20	2.55		
		6.00	2.65	3.35	0.20	10.65		
		2.00	2.90	2.40	0.20	2.78		
		6.00	3.40	2.95	0.20	12.04		
		2.00	3.40	3.30	0.20	4.49		
		2.00	2.60	3.50	0.20	3.64		
01.01.03	EXCAVACION PARA ZAPATAS			Prof.	0.80		209.22	m3
		4.00	2.60	1.90	0.80	15.81		
		4.00	4.00	2.95	0.80	37.76		
		2.00	3.00	2.30	0.80	11.04		
		2.00	2.20	2.90	0.80	10.21		
		6.00	2.65	3.35	0.80	42.61		
		2.00	2.90	2.40	0.80	11.14		
		6.00	3.40	2.95	0.80	48.14		
		2.00	3.40	3.30	0.80	17.95		
		2.00	2.60	3.50	0.80	14.56		
01.01.04	EXCA. PARA VIGAS DE CIMENTACION			Prof.	1.00		68.90	m3
		2.00	18.25	0.40	1.00	14.60		
		2.00	22.05	0.40	1.00	17.64		
		1.00	18.49	0.40	1.00	7.40		
		1.00	17.50	0.40	1.00	7.00		
		2.00	11.85	0.40	1.00	9.48		
		2.00	10.31	0.40	1.00	8.25		
		1.00	11.33	0.40	1.00	4.53		
01.02.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO						1388.22	m3
01.02.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO						873.09	m2
			AREA			873.09		
01.02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE						350.91	m3
			FACT	1.20		292.42		

Partida N°	Descripción	N° Veces	Medidas (m)			Parcial	Total	Und
			Largo	Ancho	Altura			
	CONCRETO SIMPLE							
02.01.	FALSA ZAPATA MEZC. 1:12+30% P.G						52.31	m3
		4.00	2.60	1.90	0.20	3.95		
		4.00	4.00	2.95	0.20	9.44		
		2.00	3.00	2.30	0.20	2.76		
		2.00	2.20	2.90	0.20	2.55		
		6.00	2.65	3.35	0.20	10.65		
		2.00	2.90	2.40	0.20	2.78		
		6.00	3.40	2.95	0.20	12.04		
		2.00	3.40	3.30	0.20	4.49		
		2.00	2.60	3.50	0.20	3.64		
	CONCRETO ARMADO							
03.01.01	ZAPATA,CONCRETO F'C=280 KGF/CM2						226.79	m3
		4.00	2.60	1.90	0.80	15.81		
		4.00	4.00	2.95	1.00	47.20		
		2.00	3.00	2.30	0.80	11.04		
		2.00	2.20	2.90	0.80	10.21		
		6.00	2.65	3.35	0.80	42.61		
		2.00	2.90	2.40	0.80	11.14		
		6.00	3.40	2.95	0.80	48.14		
		2.00	3.40	3.30	1.00	22.44		
		2.00	2.60	3.50	1.00	18.20		
03.01.02	ZAPATA,ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						304.40	m2
		4.00	2.60	1.90	0.80	28.80		
		4.00	4.00	2.95	1.00	55.60		
		2.00	3.00	2.30	0.80	16.96		
		2.00	2.20	2.90	0.80	16.32		
		6.00	2.65	3.35	0.80	57.60		
		2.00	2.90	2.40	0.80	16.96		
		6.00	3.40	2.95	0.80	60.96		
		2.00	3.40	3.30	1.00	26.80		
		2.00	2.60	3.50	1.00	24.40		
03.02.01	VIGA CIME,CONCRETO F'C=280 KGF/CM2						48.23	m3
		2.00	18.25	0.40	0.70	10.22		
		2.00	22.05	0.40	0.70	12.35		
		1.00	18.49	0.40	0.70	5.18		
		1.00	17.50	0.40	0.70	4.90		
		2.00	11.85	0.40	0.70	6.64		
		2.00	10.31	0.40	0.70	5.78		
		1.00	11.33	0.40	0.70	3.17		
03.02.02	VIGA CIME,ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						241.16	m2
		2.00	18.25	0.40	0.70	51.10		
		2.00	22.05	0.40	0.70	61.75		
		1.00	18.49	0.40	0.70	25.89		
		1.00	17.50	0.40	0.70	24.50		
		2.00	11.85	0.40	0.70	33.18		
		2.00	10.31	0.40	0.70	28.88		
		1.00	11.33	0.40	0.70	15.87		

Partida N°	Descripción	N° Veces	Medidas (m)			Parcial	Total	Und
			Largo	Ancho	Altura			
	COLUMNAS							
03.03.01	CONCRETO F'C=280 KGF/CM2						464.07	m3
	Cimentacion- Primer encofrado	Pisos	1.00	ALTU	6.75			
	C1	4.00	AREA	0.47	6.75	12.76		
	C2	2.00	AREA	0.30	6.75	4.02		
	C3	2.00	AREA	0.47	6.75	6.38		
	C4	6.00	AREA	0.30	6.75	12.05		
	C5	4.00	AREA	0.47	6.75	12.76		
	C6	6.00	AREA	0.47	6.75	19.14		
	C7	2.00	AREA	0.47	6.75	6.38		
	C8	2.00	AREA	0.47	6.75	6.38		
	C9	2.00	AREA	0.30	6.75	4.02		
	Segundo encofrado - Decimo encofrado	Pisos	9.00	ALTU	3.40			
	C1	4.00	AREA	0.47	3.40	57.83		
	C2	2.00	AREA	0.30	3.40	18.21		
	C3	2.00	AREA	0.47	3.40	28.92		
	C4	6.00	AREA	0.30	3.40	54.62		
	C5	4.00	AREA	0.47	3.40	57.83		
	C6	6.00	AREA	0.47	3.40	86.75		
	C7	2.00	AREA	0.47	3.40	28.92		
	C8	2.00	AREA	0.47	3.40	28.92		
	C9	2.00	AREA	0.30	3.40	18.21		
	COLUMNAS							
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						2838.20	m2
	Cimentacion- Primer encofrado	Pisos	1.00	ALTU	6.10			
	C1	4.00	PERIM.	3.40	6.10	82.96		
	C2	2.00	PERIM.	2.40	6.10	29.28		
	C3	2.00	PERIM.	3.40	6.10	41.48		
	C4	6.00	PERIM.	2.40	6.10	87.84		
	C5	4.00	PERIM.	3.40	6.10	82.96		
	C6	6.00	PERIM.	3.40	6.10	124.44		
	C7	2.00	PERIM.	3.40	6.10	41.48		
	C8	2.00	PERIM.	3.40	6.10	41.48		
	C9	2.00	PERIM.	2.40	6.10	29.28		
	Segundo encofrado - Decimo encofrado	Pisos	9.00	ALTU	2.75			
	C1	4.00	PERIM.	3.40	2.75	336.60		
	C2	2.00	PERIM.	2.40	2.75	118.80		
	C3	2.00	PERIM.	3.40	2.75	168.30		
	C4	6.00	PERIM.	2.40	2.75	356.40		
	C5	4.00	PERIM.	3.40	2.75	336.60		
	C6	6.00	PERIM.	3.40	2.75	504.90		
	C7	2.00	PERIM.	3.40	2.75	168.30		
	C8	2.00	PERIM.	3.40	2.75	168.30		
	C9	2.00	PERIM.	2.40	2.75	118.80		

Partida N°	Descripción	N° Veces	Medidas (m)			Parcial	Total	Und
			Largo	Ancho	Altura			
	VIGAS							
03.04.01	CONCRETO F'C=280 KGF/CM2						553.22	m3
	V1	20.00	21.60	0.30	0.65	84.24		
	V2	30.00	21.60	0.30	0.65	126.36		
	V3	20.00	28.45	0.30	0.65	110.96		
	V4	20.00	30.95	0.30	0.65	120.71		
	V5	20.00	28.45	0.30	0.65	110.96		
	VIGAS							
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						3404.40	m2
	V1	20.00	21.60	0.30	0.65	518.40		
	V2	30.00	21.60	0.30	0.65	777.60		
	V3	20.00	28.45	0.30	0.65	682.80		
	V4	20.00	30.95	0.30	0.65	742.80		
	V5	20.00	28.45	0.30	0.65	682.80		
	LOSA ALIGERADA				COEF		649.01	m3
03.05.01	CONCRETO F'C=280 KGF/CM2	40.00	AREA	40.56	0.09	141.96		
		40.00	AREA	15.26	0.09	53.41		
		40.00	AREA	5.23	0.09	18.31		
		40.00	AREA	15.68	0.09	54.88		
		20.00	AREA	21.39	0.09	37.43		
		40.00	AREA	45.24	0.09	158.34		
		40.00	AREA	17.60	0.09	61.60		
		40.00	AREA	5.23	0.09	18.31		
		40.00	AREA	18.01	0.09	63.04		
		20.00	AREA	23.85	0.09	41.74		
	LOSA ALIGERADA							
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						7417.20	m2
		40.00	AREA	40.56		1622.40		
		40.00	AREA	15.26		610.40		
		40.00	AREA	5.23		209.20		
		40.00	AREA	15.68		627.20		
		20.00	AREA	21.39		427.80		
		40.00	AREA	45.24		1809.60		
		40.00	AREA	17.60		704.00		
		40.00	AREA	5.23		209.20		
		40.00	AREA	18.01		720.40		
		20.00	AREA	23.85		477.00		
	LOSA ALIGERADA							
03.05.03	BLOCK POLIESTIRENO 15X30X30				FACT.		61785.28	und
			AREA TOTAL	7417.20	8.33	61785.28		
4	ESTRUCTURAS DE ACERO			AREA	FACT		42230.85	kgf
	A1X	4.00	6.63	96.27	7.83	1999.93		
	A2X	36.00	5.43	96.27	7.83	14741.57		
	A1Y	4.00	9.00	119.00	7.83	3355.83		
	A2Y	36.00	8.15	96.27	7.83	22133.52		

PLANILLA DE METRADOS

Estructura:

EDIFICACION DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO ARRIOSTRADOS CON PERFILES DE ACERO

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	ZAPATAS										
03.01.03	ACERO fy=4200 kgf/cm2										
		3/4"	4	15	2.60	0.00	0.00	0.00	0.00	156.00	0.00
		3/4"	4	21	1.90	0.00	0.00	0.00	0.00	159.60	0.00
		3/4"	4	37	2.95	0.00	0.00	0.00	0.00	436.60	0.00
		3/4"	4	28	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	448.00	0.00
		3/4"	2	19	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	114.00	0.00
		3/4"	2	24	2.30	0.00	0.00	0.00	0.00	110.40	0.00
		3/4"	2	24	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	105.60	0.00
		3/4"	2	18	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00	104.40	0.00
		3/4"	6	26	2.65	0.00	0.00	0.00	0.00	413.40	0.00
		3/4"	6	19	3.35	0.00	0.00	0.00	0.00	381.90	0.00
		3/4"	2	20	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00	116.00	0.00
		3/4"	2	24	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	115.20	0.00
		3/4"	6	23	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	469.20	0.00
		3/4"	6	26	2.95	0.00	0.00	0.00	0.00	460.20	0.00
		3/4"	2	26	3.30	0.00	0.00	0.00	0.00	171.60	0.00
		3/4"	2	25	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00
		3/4"	2	35	2.60	0.00	0.00	0.00	0.00	182.00	0.00
		3/4"	2	26	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	182.00	0.00
				Total (m)		0	0	0	0	4296.1	0
				kgf/m		0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
				Total (kgf)		0	0	0	0	9601.78	0
				Total (kgf)		9601.8					
	VIGAS CIMENTACION										
03.02.03	ACERO fy=4200 kgf/cm2										
	VC-1	1"	2	8	16.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	264.00
		1"	2	4	22.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	183.20
		3/4"	2	8	12.80	0.00	0.00	0.00	0.00	204.80	0.00
		1/2"	2	2	26.60	0.00	0.00	106.40	0.00	0.00	0.00
		3/8"	2	182	2.20	0.00	800.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	VC-2	3/4"	3	8	27.80	0.00	0.00	0.00	0.00	667.20	0.00
		3/8"	3	190	2.20	0.00	1254.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		1/2"	3	2	26.60	0.00	0.00	159.60	0.00	0.00	0.00
		3/4"	4	8	33.80	0.00	0.00	0.00	0.00	1081.60	0.00
		3/8"	4	193	2.20	0.00	1698.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		1/2"	4	2	32.60	0.00	0.00	260.80	0.00	0.00	0.00
	VC-3	3/4"	2	8	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	537.60	0.00
		1/2"	2	2	33.00	0.00	0.00	132.00	0.00	0.00	0.00
		3/4"	2	2	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	14.00	0.00
		3/4"	2	10	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	140.00	0.00
		3/8"	2	193	2.20	0.00	849.20	0.00	0.00	0.00	0.00
				Total (m)		0	4602.4	658.8	0	2645.2	447.2
				kgf/m		0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
				Total (kgf)		0	2577.34	654.8	0	5912.02	1786.6
				Total (kgf)		10931					

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	COLUMNAS										
03.03.03	ACERO fy=4200 kgf/cm2										
	PRIMER NIVEL										
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	7.10	0.00	0.00	0.00	710.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	192.00	1.75	0.00	1344.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	1"	2.00	16.00	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	227.20
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	96.00	1.75	0.00	336.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	1"	2.00	6.00	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	85.20
	C 3 VERTICAL	3/4"	2.00	19.00	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	269.80	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	192.00	1.75	0.00	672.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	1"	6.00	16.00	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	681.60
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	96.00	1.75	0.00	1008.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	1"	4.00	9.00	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	255.60
	C 5 VERTICAL	3/4"	4.00	16.00	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	454.40	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	48.00	5.50	0.00	1056.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	3/4"	6.00	25.00	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	1065.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	48.00	5.50	0.00	1584.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	7.10	0.00	0.00	0.00	355.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	48.00	5.50	0.00	528.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	3/4"	2.00	25.00	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	355.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	192.00	1.75	0.00	672.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	7.10	0.00	0.00	0.00	227.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	96.00	1.75	0.00	336.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/4"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SEGUNDO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	1"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	108.80
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	3/4"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00
	C 3 VERTICAL	3/4"	2.00	19.00	8.50	0.00	0.00	0.00	0.00	323.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	1"	6.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	122.40
	C 4 VERTICAL	3/4"	6.00	10.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	204.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	3/4"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00
	C 5 VERTICAL	3/4"	4.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	217.60	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	C 6 VERTICAL	3/4"	6.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	19.00	3.40	0.00	0.00	0.00	387.60	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	3/4"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TERCER NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	3/4"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	8.50	0.00	0.00	0.00	323.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	1"	6.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	122.40
	C 4 VERTICAL	1"	6.00	10.00	8.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	510.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	3/4"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	217.60	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	3/4"	6.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	10.00	3.40	0.00	0.00	0.00	204.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	3/4"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00
	C 8 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	3.40	0.00	0.00	0.00	129.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CUARTO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	C 2 VERTICAL	3/4"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	3.40	0.00	0.00	0.00	129.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	3/4"	6.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	3/4"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	217.60	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	510.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	3/4"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00
	C 8 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	3.40	0.00	0.00	0.00	129.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	QUINTO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	3.40	0.00	0.00	0.00	129.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	5/8"	6.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	217.60	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	510.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	C 8 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	3.40	0.00	0.00	0.00	129.20	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	3/4"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SEXTO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	3.40	0.00	0.00	0.00	129.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	5/8"	6.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	217.60	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	510.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SEPTIMO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	8.50	0.00	0.00	0.00	323.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	5/8"	6.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	217.60	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	510.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	OCTAVO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	3.40	0.00	0.00	0.00	129.20	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	5/8"	6.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	217.60	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	510.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	NOVENO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	C 2 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	8.50	0.00	0.00	0.00	323.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	5/8"	6.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	16.00	8.50	0.00	0.00	0.00	544.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	510.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 8 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	DECIMO NIVEL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 1 VERTICAL	5/8"	4.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	340.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	136.00	1.75	0.00	952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 2 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	6.00	3.40	0.00	0.00	0.00	40.80	0.00	0.00
	C 3 VERTICAL	5/8"	2.00	19.00	8.50	0.00	0.00	0.00	323.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 4 VERTICAL	5/8"	6.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	326.40	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	68.00	1.75	0.00	714.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	9.00	3.40	0.00	0.00	0.00	122.40	0.00	0.00
	C 5 VERTICAL	5/8"	4.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	217.60	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	4.00	34.00	5.50	0.00	748.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 6 VERTICAL	5/8"	6.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	510.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	6.00	34.00	5.50	0.00	1122.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 7 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	34.00	5.50	0.00	374.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	C 8 VERTICAL	5/8"	2.00	25.00	3.40	0.00	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	136.00	1.75	0.00	476.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	C 9 VERTICAL	5/8"	2.00	16.00	3.40	0.00	0.00	0.00	108.80	0.00	0.00
	ESTRIBOS	3/8"	2.00	68.00	1.75	0.00	238.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
				Total (m)		0.00	55578.00	0.00	19808.60	4378.00	2113.20
				kgf/m		0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
				Total (kgf)		0	31123.7	0	30742.9	9784.83	8442.2
				Total (kgf)		80093.6912					
03.04.03	VIGAS										
	ACERO fy=4200 kgf/cm2										
	VIGA V-1A (.30X.65) DE 1ER A 5	3/4"	10.00	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	558.40	0.00
		3/4"	10.00	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	550.40	0.00
		1"	10.00	4.00	2.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	112.80
		1"	10.00	4.00	2.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	106.00
		3/4"	10.00	4.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	256.00	0.00
		3/4"	10.00	4.00	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00	162.00	0.00
		3/4"	10.00	5.00	2.82	0.00	0.00	0.00	0.00	141.00	0.00
		3/8"	10.00	4.00	1.06	0.00	42.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	10.00	189.00	1.90	0.00	3591.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	10.00	10.00	1.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-1B (.30X.65) DE 6TO A 8V	3/4"	6.00	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	335.04	0.00
		3/4"	6.00	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	330.24	0.00
		1"	6.00	4.00	2.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	67.68
		1"	6.00	4.00	2.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	63.60
		3/4"	6.00	4.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	153.60	0.00
		3/4"	6.00	4.00	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00	97.20	0.00
		3/4"	6.00	5.00	2.82	0.00	0.00	0.00	0.00	84.60	0.00
		3/8"	6.00	4.00	1.06	0.00	25.44	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	6.00	189.00	1.90	0.00	2154.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	6.00	10.00	1.00	0.00	60.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-1C (.30X.65) DE 9NO A 10	3/4"	4.00	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	223.36	0.00
		3/4"	4.00	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	220.16	0.00
		3/4"	4.00	7.00	2.82	0.00	0.00	0.00	0.00	78.96	0.00
		3/4"	4.00	4.00	2.65	0.00	0.00	0.00	0.00	42.40	0.00
		3/4"	4.00	4.00	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	102.40	0.00
		3/4"	4.00	3.00	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00	48.60	0.00
		3/8"	4.00	4.00	1.06	0.00	16.96	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	4.00	189.00	1.90	0.00	1436.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	4.00	10.00	1.00	0.00	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-2A (.30X.65) DE 1ER A 7M	3/4"	21.00	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	1172.64	0.00
		3/4"	21.00	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	1155.84	0.00
		1"	21.00	2.00	2.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	118.44
		3/4"	21.00	6.00	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00	510.30	0.00
		3/4"	21.00	4.00	7.80	0.00	0.00	0.00	0.00	655.20	0.00
		3/4"	21.00	5.00	2.82	0.00	0.00	0.00	0.00	296.10	0.00
		3/8"	21.00	4.00	1.06	0.00	89.04	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	21.00	189.00	1.90	0.00	7541.10	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	21.00	10.00	1.00	0.00	210.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	VIGA V-2B (.30X.65) DE 8VO A 10	3/4"	9.00	2.00	27.92	0.00	0.00	0.00	0.00	502.56	0.00
		3/4"	9.00	2.00	27.52	0.00	0.00	0.00	0.00	495.36	0.00
		3/4"	9.00	6.00	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	163.08	0.00
		3/4"	9.00	4.00	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00	145.80	0.00
		3/4"	9.00	4.00	2.65	0.00	0.00	0.00	0.00	95.40	0.00
		3/8"	9.00	4.00	1.06	0.00	38.16	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	9.00	189.00	1.90	0.00	3231.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		3/8"	9.00	10.00	1.00	0.00	90.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-3A (.30X.65) DE 1ER A 5T	3/4"	10.00	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1344.00	0.00
		1"	10.00	3.00	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	103.50
		3/4"	10.00	6.00	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	207.00	0.00
		3/4"	10.00	3.00	3.30	0.00	0.00	0.00	0.00	99.00	0.00
		3/4"	10.00	7.00	5.65	0.00	0.00	0.00	0.00	395.50	0.00
		3/4"	10.00	2.00	6.05	0.00	0.00	0.00	0.00	121.00	0.00
		3/4"	10.00	5.00	3.65	0.00	0.00	0.00	0.00	182.50	0.00
		3/8"	10.00	208.00	0.20	0.00	405.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-3B (.30X.65) DE 6TO A 7M	3/4"	4.00	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	537.60	0.00
		1"	4.00	3.00	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.40
		3/4"	4.00	6.00	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	82.80	0.00
		3/4"	4.00	3.00	3.30	0.00	0.00	0.00	0.00	39.60	0.00
		3/4"	4.00	7.00	5.65	0.00	0.00	0.00	0.00	158.20	0.00
		3/4"	4.00	2.00	6.05	0.00	0.00	0.00	0.00	48.40	0.00
		3/4"	4.00	3.00	3.65	0.00	0.00	0.00	0.00	43.80	0.00
		3/8"	4.00	208.00	1.90	0.00	1580.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-3C (.30X.65) DE 8VO A 10	3/4"	6.00	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	806.40	0.00
		1"	6.00	2.00	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.40
		3/4"	6.00	3.00	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	62.10	0.00
		3/4"	6.00	2.00	3.30	0.00	0.00	0.00	0.00	39.60	0.00
		3/4"	6.00	4.00	5.65	0.00	0.00	0.00	0.00	135.60	0.00
		3/4"	6.00	1.00	6.05	0.00	0.00	0.00	0.00	36.30	0.00
		3/4"	6.00	2.00	3.65	0.00	0.00	0.00	0.00	43.80	0.00
		3/8"	6.00	208.00	1.90	0.00	2371.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-4A (.30X.60) DE 1ER A 10	3/4"	20.00	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	2688.00	0.00
		1"	20.00	6.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	300.00
		1"	20.00	2.00	4.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	196.00
		1"	20.00	8.00	4.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	680.00
		3/4"	20.00	4.00	5.47	0.00	0.00	0.00	0.00	437.60	0.00
		1"	20.00	4.00	4.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	348.00
		3/8"	20.00	220.00	1.90	0.00	8360.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-5A (.30X.65) DE 1ER A 5T	3/4"	10.00	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1344.00	0.00
		1"	10.00	6.00	2.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	177.00
		3/4"	10.00	2.00	4.57	0.00	0.00	0.00	0.00	91.40	0.00
		1"	10.00	6.00	4.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	267.00
		3/4"	10.00	2.00	5.18	0.00	0.00	0.00	0.00	103.60	0.00
		1"	10.00	3.00	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	142.50
		3/8"	10.00	208.00	1.90	0.00	3952.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-5B (.30X.65) DE 6TO A 7M	3/4"	4.00	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	537.60	0.00
		1"	4.00	6.00	2.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	70.80
		3/4"	4.00	2.00	4.57	0.00	0.00	0.00	0.00	36.56	0.00
		1"	4.00	6.00	4.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	106.80

Partida N°	Descripción	Φ	N° Veces	N° Barras	Long.	DIAMETROS DE BARRAS					
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
		3/4"	4.00	2.00	5.18	0.00	0.00	0.00	0.00	41.44	0.00
		1"	4.00	3.00	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	57.00
		3/8"	4.00	208.00	1.90	0.00	1580.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	VIGA V-5C (.30X.65) DE 8VO A 10	3/4"	6.00	4.00	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	806.40	0.00
		1"	6.00	4.00	2.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	70.80
		3/4"	6.00	2.00	4.57	0.00	0.00	0.00	0.00	54.84	0.00
		1"	6.00	4.00	4.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	106.80
		3/4"	6.00	2.00	5.18	0.00	0.00	0.00	0.00	62.16	0.00
		1"	6.00	2.00	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	57.00
		3/8"	6.00	208.00	1.90	0.00	2371.20	0.00	0.00	0.00	0.00
				Total (m)		0.00	39288.60	0.00	0.00	#####	3234.52
				kgf/m		0.25	0.56	0.994	1.552	2.235	3.995
				Total (kgf)		0	22001.6	0	0	42830.3	12922
				Total (kgf)		77753.8118					

